



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución-NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la Localidad de San Cristóbal de
Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín**

Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Oscar Xavier Jimeno Venegas

ASESOR:

Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón

TOMO I

Tarapoto – Perú

2021

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - TARAPOTO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la Localidad de San Cristóbal de
Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín

AUTOR:

Oscar Xavier Jimeno Venegas

Sustentada y aprobada el 11 de marzo del 2021, ante el honorable jurado:


.....
Ing. Santiago Chávez Cachay
Presidente


.....
Ing. M.Sc. Gilberto Allaga Atalaya
Vocal


.....
Ing. M.Sc. Eduardo Pichil Vasquez
Secretario


.....
Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón
Asesor

Declaratoria de autenticidad



Yo, **Oscar Xavier Jimeno Venegas**, con DNI N° 72160238, egresado de la Escuela profesional de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, autor de la tesis titulada: **Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la Localidad de San Cristóbal de Puerto Rico – Puerto Rico – Picota – San Martín.**

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis presentada es de mi autoría.
2. La redacción fue realizada respetando las citas y referencias de las fuentes bibliográficas consultadas.
3. Toda la información que contiene la tesis no ha sido auto plagiada;
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido alterados ni copiados, por tanto, la información de esta investigación debe considerarse como aporte a la realidad investigada.

Por lo antes mencionado, asumo bajo responsabilidad las consecuencias que deriven de mi accionar, sometiéndome a las leyes de nuestro país y normas vigentes de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 11 de marzo del 2021.



.....
Bach. Oscar Xavier Jimeno Venegas

DNI N° 72160238

Declaración jurada

Yo, **Oscar Xavier Jimeno Venegas**, con DNI N° 72160238, con domiciliado en Jr. Arica N°142 – Tarapoto, a efecto de cumplir con las Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **Declaro bajo juramento**, todos los documentos, datos e información en la presente tesis, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 11 de marzo del 2021.


.....
Bach. Oscar Xavier Jimeno Venegas



DNI N° 72160238

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	JIMENO VENEGAS OSCAR XAVIER		
Código de alumno :	123118	Teléfono:	942109945
Correo electrónico :	xjimeno2@gmail.com	DNI:	72160238

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
Escuela Profesional de:	INGENIERÍA CIVIL

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(x)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título :	DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE SAN CRISTÓBAL DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTÍN.
Año de publicación:	2021

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(x)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12º del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI “**Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA**”.


Firma y huella del Autor

8. Para ser llenado en el Repositorio Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto de la UNSM - T.

Fecha de recepción del documento.

23 / 04 / 2021



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - T.
Repositorio Digital de Ciencia, Tecnología e
Innovación de Acceso Abierto - UNSM-T.

Ing. M. Sc. Alfredo Ramos Perea
Responsable

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Dedicatoria

A mis padres, por su comprensión, por inculcarme valores y ser constantes de manera incondicional en cada etapa de mi formación profesional, para lograr cumplir esta anhelada meta.

A mi hermano por considerarlo punto de superación, siendo las personas más importantes y pilares de mi vida.

Agradecimiento

A mis padres, por el apoyo incondicional y guiarme por la vida profesional, para realizar el bien común.

A mi hermano por ser guía e inspiración para lograr mis objetivos, superándome constantemente.

Al programa Nacional Beca 18, que han sido un gran apoyo durante mi etapa universitaria, les estaré siempre agradecido.

A la Universidad Nacional de San Martín, por permitirme aprender y ver con nueva visión el mundo exterior.

A todas aquellas personas que a lo largo de esta etapa con la experiencia y conocimientos me han enseñado; el cual, he asimilado para poder sobrellevar los obstáculos y lograr nuevas metas.

Índice

Dedicatoria	vi
Agradecimiento.....	vii
Índice	viii
Índice de Tablas.....	xiii
Índice de Figuras	xviii
Resumen	xxiv
Abstract	xxv
Introducción.....	1
CAPITULO I REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	2
1.1 Aspectos generales del estudio	2
1.1.1 Ubicación geográfica del proyecto	2
1.1.1.1 Ubicación política	2
1.1.1.2 Límites de la localidad San Cristóbal	3
1.1.2 Aspectos generales de la zona del proyecto.....	3
1.1.2.1 Altitud	3
1.1.2.2 Suelo	3
1.1.2.3 Hidrología	4
1.1.2.4 Clima.....	4
1.1.2.5 Topografía.....	4
1.1.2.6 Población	4
1.1.2.7 Salud	5
1.1.2.8 Educación.....	5
1.1.2.9 Actividades económicas	6
1.1.2.10 Saneamiento	6
1.1.2.11 Vías de acceso	7
1.2 Planteamiento del problema.....	7
1.3 Formulación del problema	9
1.4 Objetivos.....	9
1.4.1 Objetivo general.....	9
1.4.2 Objetivos específicos	9
1.5 Justificación de la investigación	10
1.5.1 Justificación teórica	10

1.5.2	Justificación metodológica	10
1.5.3	Justificación práctica.....	10
1.5.4	Justificación social	11
1.6	Limitaciones.....	11
1.7	Marco teórico	11
1.7.1	Antecedentes de la investigación	11
1.7.1.1	Nivel Internacional	11
1.7.1.2	Nivel Nacional	13
1.7.1.3	Nivel Local	14
1.7.2	Bases teóricas.....	14
1.7.2.1	Estudio topográfico.....	14
1.7.2.2	Estudio geotécnico	14
1.7.2.2.1	Capacidad de carga neta	15
1.7.2.2.2	Capacidad de carga neta admisible.....	18
1.7.2.2.3	Módulo de Balasto.....	19
1.7.2.3	Estudio Hidráulico	20
1.7.2.3.1	Normas de diseño	20
1.7.2.3.2	Sistema de abastecimiento de agua potable.....	21
1.7.2.3.3	Parámetros de diseño	22
1.7.2.4	Análisis estructural	56
1.7.2.4.1	Normas de diseño	56
1.7.2.4.2	Materiales	56
1.7.2.4.3	Espesores mínimos	58
1.7.2.4.4	Recubrimientos mínimos.....	58
1.7.2.4.5	Cargas de diseño.....	59
1.7.2.4.6	Resistencia y servicio	62
1.7.2.4.7	Factor de durabilidad.....	64
1.7.2.4.8	Tipos de apoyo en la base del Tanque.....	64
1.7.2.4.9	Determinación de la forma del reservorio	65
1.7.2.4.10	Determinación de las dimensiones principales.....	67
1.7.2.4.11	Criterios de pre dimensionamiento.....	70
1.7.2.5	Análisis sísmico	77
1.7.2.5.1	Modelos mecánicos simplificados.....	78
1.7.2.5.2	Parámetros del modelo simplificado	80

1.7.2.5.3	Parámetros sísmicos según ACI350.3-06 y el RNE.....	84
1.7.2.5.4	Análisis estático.....	88
1.7.2.5.5	Análisis dinámico o modal.....	88
1.7.2.6	Cálculo sísmico.....	90
1.7.2.6.1	Cortante estático basal.....	90
1.7.2.6.2	Cortante estático basal en la base.....	91
1.7.2.6.3	Fuerza sísmica total.....	91
1.7.2.6.4	Desplazamiento lateral permisible.....	92
1.7.2.7	Diseño estructural.....	93
1.7.2.7.1	Diseño del espesor o sección de los elementos.....	93
1.7.2.7.2	Diseño del acero de refuerzo.....	99
1.7.2.7.3	Diseño de cimentación.....	102
1.7.2.8	Verificaciones.....	103
1.7.2.8.1	Flotabilidad.....	103
1.7.2.8.2	Asentamiento diferencial y tolerable.....	104
1.7.2.8.3	Deflexiones.....	106
1.7.2.8.4	Borde libre.....	107
1.7.2.9	Análisis de estabilidad.....	108
1.7.2.9.1	Estabilidad volteo.....	108
1.7.2.9.2	Estabilidad por deslizamiento.....	108
1.7.2.9.3	Esfuerzo admisible.....	109
1.8	Hipótesis y variables.....	109
1.8.1	Hipótesis.....	109
1.8.2	Sistema de variables.....	109
1.8.2.1	Variable independiente.....	109
1.8.2.2	Variable dependiente.....	109
CAPITULO II MATERIAL Y MÉTODOS.....		111
2.1	Material.....	111
2.1.1	Recursos humanos.....	111
2.1.2	Recursos materiales.....	111
2.1.3	Recursos equipos.....	111
2.2	Metodología.....	112
2.2.1	Tipo y nivel de investigación.....	112
2.2.1.1	Tipo de investigación.....	112

2.2.1.2 Nivel de investigación	112
2.2.2 Diseño de investigación	112
2.2.3 Población y muestra.....	113
2.2.3.1 Población	113
2.2.3.2 Muestra	113
2.2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	113
2.2.5 Técnicas de procesamiento y análisis de datos	113
2.2.6 Procesamiento de información.....	114
2.2.6.1 Topografía.....	114
2.2.6.2 Estudio de mecánica de suelos.....	115
2.2.6.3 Parámetros de diseño	115
2.2.6.3.1 Período de diseño	115
2.2.6.3.2 Población de diseño.....	115
2.2.6.3.3 Demanda de agua.....	118
2.2.6.4 Cálculo hidráulico.....	132
2.2.6.4.1 Modelamiento hidráulico.....	132
2.2.6.5 Cálculo estructural	136
2.2.6.5.1 Cálculo estructural de Cisterna.....	136
2.2.6.5.2 Cálculo estructural de Tanque elevado.....	157
2.2.6.6 Análisis Sísmico	170
2.2.6.6.1 Análisis preliminar	170
2.2.6.6.2 Fuente de masa	170
2.2.6.6.3 Análisis modal	171
2.2.6.6.4 Periodo fundamental (T).....	172
2.2.6.6.5 Parámetros de sismicidad	173
2.2.6.6.6 Análisis estático.....	175
2.2.6.7 Cálculo sísmico.....	178
2.2.6.7.1 Cortante basal impulsivo y convectivo.....	178
2.2.6.7.2 Cortante basal total del agua.....	179
2.2.6.7.3 Cortante basal en la base	181
2.2.6.7.4 Fuerza sísmica total	183
2.2.6.7.5 Análisis dinámico	183
2.2.6.7.6 Desplazamiento lateral	184
2.2.6.8 Diseño estructural	185

2.2.6.8.1 Diseño estructural de Cisterna.....	185
2.2.6.8.2 Diseño estructural de Tanque elevado.....	235
2.2.6.9 Verificaciones	295
2.2.6.9.1 Verificaciones de la Cisterna.....	295
2.2.6.9.2 Verificaciones del Tanque elevado.....	301
2.2.6.10 Análisis de estabilidad	305
2.2.6.10.1 Verificación de volteo	305
2.2.6.10.2 Verificación por deslizamiento.....	306
2.2.6.10.3 Verificación de esfuerzo admisible	307
CAPITULO III RESULTADOS Y DISCUSIÓN	309
3.1 Población de diseño	309
3.2 Demanda de agua potable	309
3.3 Fuente de abastecimiento de agua.....	310
3.4 Volumen de los reservorios	310
3.4.1 Volumen de almacenamiento de cisterna	310
3.4.2 Volumen de almacenamiento de tanque elevado.....	311
3.5 Resultados de la red de distribución	311
3.6 Altura del Tanque elevado.....	314
3.7 Conexiones domiciliarias.....	314
3.8 Análisis y diseño estructural de cisterna.....	316
3.9 Análisis sísmico y diseño estructural de Tanque elevado.....	319
3.10 Contrastación de hipótesis	327
CONCLUSIONES	328
RECOMENDACIONES	330
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	331
ANEXOS	334
ANEXO 01: Documento de autorización para ejecución de tesis por parte de la Municipalidad Distrital de San Cristóbal de Puerto Rico.	335
ANEXO 02: Constancia de ejecución de ensayos de laboratorio.	336
ANEXO 03: Estudio de Mecánica de suelos.....	337
ANEXO 04: Padrón de beneficiarios.	353
ANEXO 05: Panel fotográfico.	370
ANEXO 06: Planos	382

Índice de Tablas

Tabla 1 Principales enfermedades en la localidad 2004-2007.....	5
Tabla 2 Analfabetismo en la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.	6
Tabla 3 Actividades del PEA en la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.	6
Tabla 4 Cobertura de servicio en la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.	7
Tabla 5 Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi.....	17
Tabla 6 Periodos de diseño de infraestructura sanitaria.	23
Tabla 7 Dotaciones de agua en (l/hab.d) según RNE (Urbano).	26
Tabla 8 Dotaciones de agua en (l/hab.d) según MEF (Rural).	26
Tabla 9 Dotaciones de agua en (l/alumno.d) centros educativos (Rural).	26
Tabla 10 Coeficientes de variaciones de consumo según RNE (Urbano).	28
Tabla 11 Coeficientes de variaciones de consumo según MEF (Rural).	28
Tabla 12 Criterios de calidad para el agua potable.....	31
Tabla 13 Presión nominal de tuberías PVC.....	42
Tabla 14 Volumen de regulación de un tanque de almacenamiento.	46
Tabla 15 Coeficientes de descarga para tubos pasa muros (Cd).	49
Tabla 16 Cuantías mínimas de acero de refuerzo por contracción y temperatura.	57
Tabla 17 Características de las barras de acero.	58
Tabla 18 Recubrimientos mínimos de concreto para el refuerzo.	59
Tabla 19 Factores de reducción de resistencia.	63
Tabla 20 Esfuerzo de tensión permisible en el refuerzo, según exposición ambiental.	64
Tabla 21 Tipos de apoyo en la base de tanques soportados en terreno.	65
Tabla 22 Relaciones para calcular la forma del tanque de almacenamiento.	67
Tabla 23 Masa impulsiva y convectiva.	81
Tabla 24 Altura impulsiva y convectiva.	82
Tabla 25 Periodo impulsivo y convectivo.	83
Tabla 26 Factores de zona.	85
Tabla 27 Factor de suelo S.	85
Tabla 28 Períodos TP y TL.....	85
Tabla 29 Factor de uso U.....	86
Tabla 30 Factor de reducción R.....	87
Tabla 31 Límites para la distorsión de entrepiso.	92

Tabla 32 Distorsión angular.....	104
Tabla 33 Módulo de elasticidad del suelo.	105
Tabla 34 Módulo de poisson.	106
Tabla 35 Factor de forma.....	106
Tabla 36 Deflexión máxima admisible.....	107
Tabla 37 Operacionalización de variables.....	110
Tabla 38 Técnicas e instrumentos.....	113
Tabla 39 Procesamiento y análisis de datos.	113
Tabla 40 Coordenadas de punto de referencia topográfico.	114
Tabla 41 Población censal.	115
Tabla 42 Población censada y tasa de crecimiento promedio anual, según provincia.	116
Tabla 43 Población de diseño por el método aritmético.....	116
Tabla 44 Población de diseño por el método geométrico.....	117
Tabla 45 Población de diseño por el método parabólico de 2do grado.....	117
Tabla 46 Proyección de la población y viviendas según método aritmético.....	118
Tabla 47 Cantidad de alumnos y docentes nivel inicial en el año 2019.....	119
Tabla 48 Cantidad de alumnos y docentes nivel primario en el año 2019.....	119
Tabla 49 Cantidad de alumnos y docentes nivel secundario en el año 2019.....	120
Tabla 50 Cantidad de alumnos y docentes nivel secundario en el año 2019.....	123
Tabla 51 Caudales en los nudos o caudal de salida del sistema de agua.....	131
Tabla 52 Cálculos hidráulicos de las tuberías de la red de distribución.....	133
Tabla 53 Presiones de los nudos de la red de distribución.	135
Tabla 54 Dimensiones asumidas del tanque cisterna.	137
Tabla 55 Combinaciones de carga para diseño de elementos de cisterna sin contacto con el agua.	150
Tabla 56 Combinaciones de carga para diseño de cisterna por flexión y tensión.	151
Tabla 57 Combinaciones de carga para diseño de cisterna por cortante.	151
Tabla 58 Iteraciones de las dimensiones del contenedor del reservorio elevado.	158
Tabla 59 Secciones asumidas de los elementos del tanque elevado.....	159
Tabla 60 Combinaciones de carga para diseño de elementos sin contacto con el agua. ..	167
Tabla 61 Combinaciones de carga para diseño por flexión y tensión.	168
Tabla 62 Combinaciones de carga para diseño por cortante.	168
Tabla 63 Desplazamiento en Tanque elevado.	184
Tabla 64 Cortante V23 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.....	188

Tabla 65 Momento M22 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.	189
Tabla 66 Momento M11 tramo 2 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.	191
Tabla 67 Momento M11 tramo 1 y 3 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.	192
Tabla 68 Cortante V23 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.	194
Tabla 69 Momento M22 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.	196
Tabla 70 Momento M11 tramo 2 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.	197
Tabla 71 Momento M11 tramo 1 y 3 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.	198
Tabla 72 Cortante V13 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna. ...	201
Tabla 73 Cortante V23 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna. ...	201
Tabla 74 Momento M22 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna. ...	203
Tabla 75 Momento M11 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna. ...	205
Tabla 76 Cortante V13 cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.....	207
Tabla 77 Cortante V23 cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.....	207
Tabla 78 Momento M22 del cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.	209
Tabla 79 Momento M11 del cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.	211
Tabla 80 Cortante V23 del muro exterior caseta de bombeo - cisterna.	213
Tabla 81 Momento M22 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna.	215
Tabla 82 Momento M11 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna.	216
Tabla 83 Cortante V13 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.....	219
Tabla 84 Cortante V23 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.....	219
Tabla 85 Momento M22 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.	221
Tabla 86 Momento M11 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.	223
Tabla 87 Cortante V13 cimientto de la caseta de bombeo – cisterna.....	225
Tabla 88 Cortante V23 cimientto de la caseta de bombeo – cisterna.....	225
Tabla 89 Momento M22 del cimientto de la caseta de bombeo – cisterna.....	227
Tabla 90 Momento M11 del cimientto de la caseta de bombeo – cisterna.....	229
Tabla 91 Cortante V13 de la losa de techo – cisterna.....	231
Tabla 92 Cortante V23 de la losa de techo – cisterna.....	231
Tabla 93 Momento M22 de la losa de techo – cisterna.	233
Tabla 94 Momento M11 de la losa de techo – cisterna.	235

Tabla 95	Cortante V23 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.	237
Tabla 96	Momento M22 de la pared cilíndrica – Tanque elevado.	238
Tabla 97	Fuerza F11 tramo 1 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.	240
Tabla 98	Fuerza F11 tramo 2 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.	241
Tabla 99	Cortante V23 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.....	243
Tabla 100	Momento M22 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.	245
Tabla 101	Fuerza F11 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.....	246
Tabla 102	Cortante V23 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.....	248
Tabla 103	Momento M22 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.	250
Tabla 104	Fuerza F11 del muro de la chimenea - Tanque elevado.....	251
Tabla 105	Fuerza F22 del fondo cónico - Tanque elevado.	254
Tabla 106	Fuerza F11 del fondo cónico - Tanque elevado.	254
Tabla 107	Fuerza F22 de la cúpula - Tanque elevado.....	258
Tabla 108	Fuerza F11 de la cúpula - Tanque elevado.....	259
Tabla 109	Fuerza F11 de la viga anular inferior - Tanque elevado.....	263
Tabla 110	Fuerza F11 de la viga anular superior - Tanque elevado.....	266
Tabla 111	Fuerza F11 de la viga anular chimenea - Tanque elevado.	268
Tabla 112	Cortante V23 de la viga de fondo - Tanque elevado.	270
Tabla 113	Momento M22 de la viga de fondo - Tanque elevado.....	272
Tabla 114	Fuerza F11 de la viga de fondo - Tanque elevado.....	273
Tabla 115	Cortante F12 del fuste cilíndrico - Tanque elevado.	275
Tabla 116	Momento M22 del fuste cilíndrico - Tanque elevado.	277
Tabla 117	Fuerza F22 del fuste cilíndrico - Tanque elevado.	278
Tabla 118	Cortante V23 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado.....	288
Tabla 119	Cortante V23 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado.....	288
Tabla 120	Momento M22 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado.	290
Tabla 121	Momento M22 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado.	291
Tabla 122	Momento M11 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado.	293
Tabla 123	Momento M11 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado.	294
Tabla 124	Demanda de agua potable.....	309
Tabla 125	Comparativo caudal máximo diario – diámetro, existente y proyecto.	310
Tabla 126	Volumen de almacenamiento del Tanque elevado.	311
Tabla 127	Cuadro comparativo de tubería de red existente y nuevo proyecto.....	312
Tabla 128	Modificación de diámetro de tubería existente a nuevo proyecto.	312

Tabla 129 Valores en la red de acuerdo a la altura del Tanque elevado.	314
Tabla 130 Lotes y conexiones domiciliarias en el año 2019 y proyectadas.	315
Tabla 131 Resultados del diseño estructural de Cisterna.	317
Tabla 132 Resultados del diseño estructural de Tanque elevado.	321
Tabla 133 Elementos de los reservorios y mayores esfuerzos actuantes.	327

Índice de Figuras

Figura 1: Ubicación geográfica del proyecto.	2
Figura 2: Ámbito del Proyecto, ubicación de tanque elevado y cisterna en la localidad de Puerto Rico.....	3
Figura 3: Recorrido de la ciudad de Tarapoto a la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.	7
Figura 4: Presencia del nivel freático caso I y II.	18
Figura 5: Definición del módulo de Balasto.....	20
Figura 6: Componentes de un sistema de agua potable.....	21
Figura 7: Abastecimiento de agua por bombeo sin tratamiento.	21
Figura 8: Abastecimiento de agua por bombeo con tratamiento.	22
Figura 9: Red abierta o ramificada.	37
Figura 10: Red abierta o ramificada.	38
Figura 11: Método de área unitaria en red cerrada.	39
Figura 12: Aducción por gravedad.	40
Figura 13: Bombeo directo al estanque y distribución por gravedad.	41
Figura 14: Presiones máximas para diferentes clases de tuberías de Pvc.	42
Figura 15: Conexión domiciliaria de agua potable.....	43
Figura 16: Diagrama de variación horaria de consumo.....	45
Figura 17: Diagrama masa de consumo.	45
Figura 18: Gráfico para agua contra incendio de sólidos.	47
Figura 19: Reservorio de cabecera.	50
Figura 20: Reservorio de compensación.	50
Figura 21: Clasificación de los tanques o reservorios.	51
Figura 22: Reservorio semienterrado.	52
Figura 23: Reservorio apoyado.....	53
Figura 24: Izquierda Reservorio elevado tipo cilíndrica, derecha Reservorio elevado tipo cónico.....	54
Figura 25: Izquierda Reservorio elevado aporticado tipo esférico, derecha aporticado tipo cilíndrico.	54
Figura 26: Izquierda Reservorio elevado tipo copa, derecha Reservorio elevado metálico tipo ovalado.	55

Figura 27: Reservorio elevado tipo Intze.	55
Figura 28: Empuje lateral del suelo.	62
Figura 29: Tipos de apoyo en la base de tanques.	65
Figura 30: Depósito rectangular y circular.	66
Figura 31: Condiciones de carga en tanques enterrados.	66
Figura 32: Equilibrio de fuerzas sobre la viga de fondo.	67
Figura 33: Modelo tanque cisterna semienterrada.	68
Figura 34: Contenedor con fondo Intze y dimensiones.	68
Figura 35: Elementos del tanque cisterna.	70
Figura 36: Elementos del tanque elevado Intze.	71
Figura 37: Esfuerzos en la cúpula.	72
Figura 38: Esfuerzos sobre la viga superior.	73
Figura 39: Esfuerzos sobre la pared de la cuba.	73
Figura 40: Esfuerzos sobre la viga inferior.	74
Figura 41: Esfuerzos sobre el tronco cónico.	74
Figura 42: Esfuerzos sobre el tronco cónico.	75
Figura 43: Chimenea de acceso.	75
Figura 44: Esfuerzos sobre la viga de fondo.	76
Figura 45: Fuste cilíndrico.	77
Figura 46: Modelo simplificado de tanque apoyados según Housner.	78
Figura 47: Modelo simplificado de tanque elevado según Housner.	79
Figura 48: Modelo de dos grados de libertad de tanque elevado según Hernández.	79
Figura 49: Modelo de un solo grado de libertad de tanque elevado según Hernández.	80
Figura 50: Distribución en altura de las presiones hidrodinámicas del agua.	80
Figura 51: Contenedor circular equivalente para un tipo Intze.	81
Figura 52: Zonas sísmicas del territorio peruano.	84
Figura 53: Modelo de varios grados de libertad.	89
Figura 54: Sección de un elemento doblemente reforzada.	93
Figura 55: Balsa flotante en río Huallaga en la provincia de Picota.	122
Figura 56: Reservorio existente ramal sur de 250 m ³ en la provincia de Picota.	122
Figura 57: Línea de aducción para el tanque elevado.	129
Figura 58: Caudales en los nudos por el método del área unitaria.	130
Figura 59: Modelamiento de la red de distribución y tanque elevado.	132
Figura 60: Dimensiones tanque cisterna.	136

Figura 61: Dimensiones entre ejes del tanque cisterna.....	137
Figura 62: Definición de concreto $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ de la cisterna.....	138
Figura 63: Deformación por cortante.	139
Figura 64: Definición de la sección de la losa de fondo cisterna.	140
Figura 65: Definición de la sección de la pared cisterna.	140
Figura 66: Orientación de los ejes locales de los elementos de la cisterna.	141
Figura 67: Discretización de los elementos de la estructura cisterna.	141
Figura 68: Esquema para cargas estáticas de la cisterna.	142
Figura 69: Patrón de presión de agua en la cisterna.	143
Figura 70: Presión de agua en la cisterna.	144
Figura 71: Presión del suelo en la cisterna.	146
Figura 72: Presión del suelo saturado en la cisterna.....	146
Figura 73: Presión del nivel freático en la cisterna.	147
Figura 74: Presión de sobrecarga en la cisterna.	148
Figura 75: Combinaciones de carga para la cisterna.	151
Figura 76: Combinaciones de carga envolvente para la cisterna.....	152
Figura 77: Restricciones en la base de la cisterna.	152
Figura 78: Módulo de Balasto del suelo de cimentación de la cisterna.	156
Figura 79: Esfuerzo admisible de la cisterna.....	156
Figura 80: Dimensiones de la cuba del reservorio elevado Intze.....	158
Figura 81: Dimensiones del reservorio elevado.	160
Figura 82: Modelamiento de la estructura del tanque elevado.....	161
Figura 83: Definición de material concreto $f'c= 280 \text{ kg/cm}^2$ para tanque elevado.	161
Figura 84: Definición de la sección de la losa de fondo cisterna.	162
Figura 85: Orientación de los ejes locales de los elementos del Tanque elevado.	163
Figura 86: Discretización de los elementos del Tanque elevado.....	163
Figura 88: Peso propio y peso del agua del tanque elevado.....	164
Figura 89: Carga viva en cúpula del tanque elevado.....	165
Figura 90: Patrón de presión de agua del tanque elevado.	166
Figura 91: Combinaciones de carga para el Tanque elevado.	169
Figura 92: Restricciones en la base del Tanque elevado.	169
Figura 93: Masa 0 para fuste enterrado del Tanque elevado.	170
Figura 94: Fuente de masa del Tanque elevado.	171
Figura 95: Diafragmas y modelo idealizado en Tanque elevado.	171

Figura 96: Participación de masa del Tanque elevado.	172
Figura 97: Periodos de vibración del Tanque elevado.	172
Figura 98: Ubicación de cortante basal del agua en tanque elevado.	180
Figura 99: Fuerza cortante basal del agua en tanque elevado.	180
Figura 100: Diafragma cortante basal del agua en tanque elevado.	181
Figura 101: Contribución de los 2/3 de la masa del fuste en tanque elevado.....	181
Figura 102: Sismo estático en Y del Tanque elevado.	182
Figura 103: Cortante basal en la base del Tanque elevado.	183
Figura 104: Fuerza sísmica total del Tanque elevado.	183
Figura 105: Desplazamiento lateral de entrepiso en Tanque elevado.	184
Figura 106: Altura-desplazamiento 0.75R del Tanque elevado.	185
Figura 107: Tanque de almacenamiento y caseta de bombeo – cisterna.	186
Figura 108: Cortante V23 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.	187
Figura 109: Momento M22 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.....	189
Figura 110: Momento M11 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.....	191
Figura 111: Cortante V23 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna....	193
Figura 112: Momento M22 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.	195
Figura 113: Momento M11 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.	197
Figura 114: Cortante V13 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna.	199
Figura 115: Cortante V23 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna.	200
Figura 116: Momento M22 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna.	203
Figura 117: Momento M11 de la losa de fondo tanque de almacenamiento – cisterna.	204
Figura 118: Cortante V13 del cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.	206
Figura 119: Cortante V23 del cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.	206
Figura 120: Momento M22 del cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.....	209
Figura 121: Momento M11 del cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.....	211
Figura 122: Cortante V23 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna.	212
Figura 123: Momento M22 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna.	214
Figura 124: Momento M11 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna.	216
Figura 125: Cortante V13 de la losa de fondo la caseta de bombeo – cisterna.	217
Figura 127: Momento M22 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.....	221
Figura 128: Momento M11 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.....	222
Figura 129: Cortante V13 del cimientto de la caseta de bombeo – cisterna.....	224

Figura 130: Cortante V23 del cimiento de la caseta de bombeo – cisterna.....	224
Figura 131: Momento M22 del cimiento de la caseta de bombeo – cisterna.	227
Figura 132: Momento M11 del cimiento de la caseta de bombeo – cisterna.	228
Figura 133: Cortante V13 de la losa de techo – cisterna.	230
Figura 134: Cortante V23 de la losa de techo – cisterna.	230
Figura 135: Momento M22 de la losa de techo – cisterna.	233
Figura 136: Momento M11 de la losa de techo – cisterna.	234
Figura 137: Cortante V23 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.....	236
Figura 138: Momento M22 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.	238
Figura 139: Fuerza F11 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.	240
Figura 140: Cortante V23 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.	242
Figura 141: Momento M22 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.....	244
Figura 142: Fuerza F11 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.	246
Figura 143: Cortante V23 del muro de la chimenea - Tanque elevado.	247
Figura 144: Momento M22 del muro de la chimenea - Tanque elevado.	249
Figura 145: Fuerza F11 del muro de la chimenea-Tanque elevado.	251
Figura 146: Fuerza F22 del fondo cónico - Tanque elevado.	253
Figura 147: Fuerza F11 del fondo cónico - Tanque elevado.	253
Figura 148: Fuerza F22 de la cúpula - Tanque elevado.	258
Figura 149: Fuerza F11 de la cúpula - Tanque elevado.	259
Figura 150: Fuerza F11 de la viga anular inferior - Tanque elevado.	263
Figura 151: Fuerza F11 de la viga anular superior - Tanque elevado.	265
Figura 152: Fuerza F11 de la viga anular chimenea - Tanque elevado.	268
Figura 153: Cortante V23 de la viga de fondo - Tanque elevado.....	269
Figura 154: Momento M22 de la viga de fondo - Tanque elevado.	271
Figura 155: Fuerza F11 de la viga de fondo - Tanque elevado.	273
Figura 156: Cortante F12 del fuste cilíndrico - Tanque elevado.	274
Figura 157: Momento M22 del fuste cilíndrico - Tanque elevado.....	276
Figura 158: Fuerza F22 del fuste cilíndrico - Tanque elevado.....	278
Figura 159: Módulo de Balasto del suelo de cimentación del Tanque elevado.	283
Figura 161: Presión máxima en la cimentación carga de servicio 2 - Tanque elevado.....	284
Figura 162: Restricciones en la cimentación del Tanque elevado.....	285
Figura 163: Cortante V23 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado.	286
Figura 164: Cortante V23 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado.	287

Figura 165: Momento M22 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado.	290
Figura 166: Momento M22 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado.	291
Figura 167: Momento M11 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado.	292
Figura 168: Momento M11 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado.	294
Figura 169: Desplazamiento máximo de la losa de techo eje Z - cisterna.	296
Figura 170: Deformación máximo del muro - cisterna.	296
Figura 171: Restricciones en la base de la cisterna.	297
Figura 172: Asentamiento inmediato en la cimentación de la cisterna.	299
Figura 173: Peso del tanque cisterna vacío.	300
Figura 174: Deformación máxima del muro - Tanque elevado.....	302
Figura 175: Asentamiento inmediato por carga de servicio en cimentación – Tanque elevado.	303
Figura 176: Fuerzas horizontales y fuerza resistente – Tanque elevado.	305
Figura 177: Fuerzas horizontales y Peso del Tanque – Tanque elevado.....	306
Figura 178: Presión máxima en el suelo por carga de servicio – Tanque elevado.....	307
Figura 179: Presión máxima en el suelo por carga de servicio 2 – Tanque elevado.....	308

Resumen

El propósito de esta investigación es describir e indicar cuales son los parámetros para el diseño de una cisterna y tanque elevado tipo fuste con el uso de conceptos teóricos de diferentes autores, el uso de las normas internacionales y las normas peruanas, de tal manera determinar el mejoramiento del sistema de abastecimiento de agua potable de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.

Se analizó detalladamente los parámetros de diseño e identificar la ubicación, tipo, capacidad de los reservorios de almacenamiento y mediante el uso del software Watercad se realizó una interacción estructura - red de distribución para evaluar los valores obtenidos en toda la red y definir la altura del tanque elevado. Así mismo, se analizó la cisterna semienterrada bajo las condiciones de carga máxima al que estará expuesta y el tanque elevado como una estructura tipo péndulo invertido con el modelo mecánico simplificado. Se determinó una metodología simplificada para el análisis sísmico y diseño estructural de las estructuras contenedoras de líquidos, apoyados en los fundamentos teóricos, la norma ACI350, el RNE; mediante el uso del software SAP2000 se evaluó los esfuerzos a las que están sometidos los elementos estructurales considerando los parámetros mínimos de diseño; también, se realizó las verificaciones mínimas que deben cumplir las estructuras. Los resultados muestran, que se cumple con la seguridad estructural de las estructuras y que, con el volumen de almacenamiento proyectado, altura de tanque elevado, modificación de la red de distribución, influyen de manera positiva en el abastecimiento del agua potable. Esto constituye que con la proyección de cisterna y tanque elevado tipo fuste se garantiza el abastecimiento continuo de agua potable mediante el almacenamiento y distribución durante mas horas de servicio todos los días.

Palabras clave: Cisterna, tanque elevado, abastecimiento de agua, contenedoras de líquidos, reservorios, red de distribución.

Abstract

The purpose of this research is to describe and indicate the parameters for the design of a cistern and elevated shaft type tank through the use of theoretical concepts of different authors, and the use of international and Peruvian standards, in order to determine the improvement of the drinking water supply system of the town of San Cristobal de Puerto Rico.

The design parameters were analyzed in detail and the location, type and capacity of the storage reservoirs were identified. Using Watercad software, a structure-distribution network interaction was performed to evaluate the values obtained for the entire network and to define the height of the elevated tank. Likewise, the semi-buried tank was analyzed under the maximum load conditions to which it will be exposed and the elevated tank as an inverted pendulum type structure with the simplified mechanical model. A simplified methodology was determined for the seismic analysis and structural design of the liquid container structures, based on the theoretical bases, the ACI350 standard, the RNE; using SAP2000 software, the stresses to which the structural elements are subjected were evaluated considering the minimum design parameters; also, the minimum verifications that the structures must comply with were carried out. The results show that the structural safety of the structures is fulfilled and that, with the projected storage volume, height of the elevated tank, and modification of the distribution network, they have a positive influence on the supply of drinking water. This means that with the design of the cistern and elevated tank, the continuous supply of drinking water is guaranteed through storage and distribution during more hours of service per day.

Key words: Cistern, elevated tank, water supply, liquid containers, reservoirs, distribution network.



Introducción

La población de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico debido al deficiente abastecimiento de agua potable, producto del crecimiento poblacional, es necesario proyectar el diseño de cisterna y tanque elevado, al considerarse una zona llana; un sistema discontinuo, cuya función principal es almacenar, distribuir y regular el líquido en la red.

El tanque elevado al estar a mayor altura que la población, asegura las presiones necesarias en la red; de tal manera, los tanques de almacenamiento son estructuras especiales que cumplen un rol importante en la red de abastecimiento; por este motivo, se debe asegurar su funcionamiento después de algún evento natural como sismos; por el cual, es necesario elaborar metodologías para un adecuado análisis y diseño que cumpla con las normas y garantice su seguridad estructural.

Es de conocimiento que el RNE menciona varias recomendaciones; sin embargo, no contempla el análisis detallado de este tipo de estructuras; por el cual, se hace uso de métodos reconocidos y de las normas internacionales ACI350.3-06, ACI350-06, que contemplan los criterios de análisis sísmico y los requerimientos mínimos de diseño para estructuras contenedoras de líquidos. Se plantea el análisis de una cisterna semienterrada mediante la condición de carga máxima lateral aplicada en presencia de nivel freático, de tal manera, obtener los esfuerzos en sus elementos; en cambio, el análisis del tanque elevado tipo fuste como una estructura tipo péndulo invertido, se considera el efecto hidrodinámico contenido bajo la carga sísmica, mediante el modelo simplificado de una sola masa concentrada en el parte superior adaptado del modelo equivalente de Housner (1963). Las estructuras son analizadas y diseñadas con ayuda del software estructural por el método de elementos finitos que tienen gran exactitud en sus resultados.

Se detalla el análisis de las estructuras considerando la interacción líquido – estructura, suelo – estructura, líquido – estructura – suelo; así mismo, se determina el cálculo no solo estructural sino la importancia de la parte hidráulica. Se realiza el aporte para el análisis y diseño hidráulico y estructural de este tipo de estructuras como guía, recomendación y metodología para futuras investigaciones y la contribución para una normativa en el RNE.

CAPITULO I

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1 Aspectos generales del estudio

1.1.1 Ubicación geográfica del proyecto

El proyecto a desarrollar se encuentra ubicado en la Localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, Distrito de Puerto Rico perteneciente a la Provincia de Picota de la Región de San Martín, el cual se encuentra en la margen izquierda del río Huallaga.

Coordenadas : (342435.6524 E, 9226861.2680 N) UTM

Latitud sur : 6° 59' 32.35" S

Longitud Oeste: 76° 25' 34.99" W

1.1.1.1 Ubicación política

Región : San Martín

Provincia : Picota

Distrito : Puerto Rico

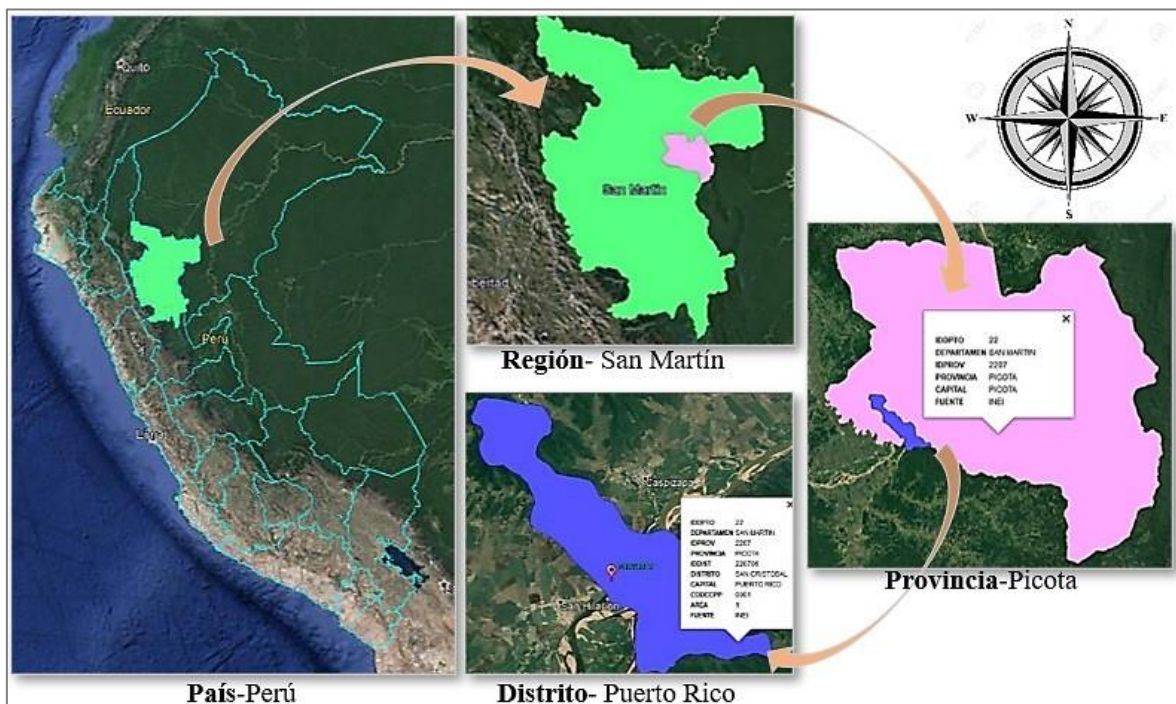


Figura 1: Ubicación geográfica del proyecto. (Fuente: Google earth, 2020. Elaboración propia).

1.1.1.2 Límites de la localidad San Cristóbal

Norte: Distrito de Caspizapa

Sur : Distrito de San Hilarión

Este : Distrito de Picota

Oeste: Distrito de San Hilarión



Figura 2: Ámbito del Proyecto, ubicación de tanque elevado y cisterna en la localidad de Puerto Rico. (Fuente: Google earth, 2020. Elaboración propia).

1.1.2 Aspectos generales de la zona del proyecto

1.1.2.1 Altitud

La Localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, pertenece al distrito de Puerto Rico, provincia de Picota, región San Martín, la zona del proyecto presenta una altura de 229.15 m.s.n.m. con coordenadas $6^{\circ} 59' 32.35''$ latitud sur y $76^{\circ} 25' 34.99''$ longitud oeste.

1.1.2.2 Suelo

El estudio de mecánica de suelo, fue realizada para determinar las características, físicas, mecánicas, asentamiento y capacidad portante del terreno donde se ubicará la cisterna y el tanque elevado.

El suelo en la zona del proyecto es propio del valle, que se encuentra a lo largo del margen del río Huallaga, que presenta suelos aluviales, con presencia de suelos limo arenosas de

baja capacidad portante; en capas superiores a los 4m, el suelo está conformada por material grava compacta con capacidad portante alta.

1.1.2.3 Hidrología

La Localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, se encuentra a en la margen izquierda y a orillas del rio Huallaga. Existe presencia de napa freática alta; el cual representa un eminente peligro por la humedad que genera.

Se presenta inundaciones en toda la localidad en una altura promedio de 0.60m por encima del nivel del terreno, sin embargo, la zona del proyecto no sufrirá estas inundaciones.

Para el diseño de la infraestructura hidráulica se referenciará la cota del parámetro hidrológico espejo de agua de caudal de máxima avenida con cota 229.514 msnm, para evitar riesgo de inundación.

1.1.2.4 Clima

El clima en la Localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, por su ubicación geográfica en la región Selva baja u Omagua, predomina el clima cálido y húmedo con constantes precipitaciones. La temperatura máxima se presenta entre agosto y octubre 31° y la mínima en junio 21.5° en promedio respectivamente.

1.1.2.5 Topografía

La Localidad de San Cristóbal de Puerto Rico presenta una topografía llana con pocos desniveles. El terreno donde se ejecutará el proyecto es de topografía llana, no existe problemas de derrumbes, se encuentra frente a la carretera Fernando Belaunde Terry.

Los puntos conocidos que son los BM fijos, uno en el centro de la plaza y el segundo entre los jirones Miguel Grau y Eduardo Peña Meza frente a la plaza de la localidad de Puerto Rico, ha sido base para poder obtener las coordenadas reales y de esta manera contar con la información topográfica detallada.

1.1.2.6 Población

La población en la zona de estudio se ha obtenido mediante el trabajo de campo donde se ha determinado la cantidad de 360 lotes o viviendas habitados existentes en la localidad, con un total de población de 1220 habitantes, del cual se obtiene una densidad poblacional de 3.39 habitantes/vivienda.

El índice estadístico de la localidad con datos del INEI, desde el año 1972 al 2017, cuenta con una tasa de crecimiento anual promedio de 1.18%.

1.1.2.7 Salud

La localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, para la atención de los servicios de salud cuenta con una Posta médica y para casos graves son trasladados al hospital de Picota o Tarapoto. El servicio de baja calidad de agua potable y un deficiente servicio de evacuación, según la Red de Salud Picota ocasiona diversas enfermedades en la población:

Tabla 1

Principales enfermedades en la localidad 2004-2007.

ENFERMEDADES	LOCALIDAD	CASOS				INCIDENCIA
		2004	2005	2006	2007	%
Diarreas acuosas y diarreas disentéricas	Puerto Rico	25	14	43	10	17.58
Enfermedades gastrointestinales	Puerto Rico	24	32	21	0	28.88
Enfermedades parasitarias	Puerto Rico	65	62	54	0	53.77

Fuente: Red de salud Picota. (Elaboración propia).

1.1.2.8 Educación

La localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, cuenta con una institución inicial, una institución de nivel primario y una institución de nivel secundario en el año 2019.

- Institución educativa inicial N°310 de 88 estudiantes y 5 docentes.
- Institución educativa primaria N°0063 de 170 estudiantes y 8 docentes.
- Institución educativa secundaria N°0777 Manuel Scorza de 95 estudiantes y 8 docentes.

La cobertura educativa, tiene deficiencia, pues posee una elevada tasa analfabetismo 13.53%, según INEI.

Tabla 2

Analfabetismo en la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.

CASOS	LOCALIDAD	CANTIDAD	%	ACUMULADO %
Sabe leer y escribir	Puerto Rico	988	86.47%	86.47%
No sabe leer ni escribir	Puerto Rico	155	13.53%	100%
TOTAL		1143	100%	100%

Fuente: Censo Nacional INEI, 2018. (Elaboración propia).

1.1.2.9 Actividades económicas

Las actividades principales de la población económicamente activa de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico es la extracción que corresponde al 63.60% del total del PEA, transformación, servicios y otros según se muestra en el cuadro.

Tabla 3

Actividades del PEA en la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.

ACTIVIDADES	LOCALIDAD	PEA	%	ACUMULADO %
Primaria (extracción)	Puerto Rico	258	63.60%	63.60%
Secundaria (transformación)	Puerto Rico	47	11.56%	75.16%
Terciaria (servicio)	Puerto Rico	101	24.84%	100%
TOTAL		405	100%	100%

Fuente: Censo Nacional INEI, 2018. (Elaboración propia).

1.1.2.10 Saneamiento

La localidad cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable en promedio de 2horas/día, el 89.93% no tiene servicio de agua todos los días de la semana; según, datos del INEI 2018; tienen una cuota promedio mensual de S/.10.00, administrado por Emapa San Martín de la provincia de Picota.

El sistema de agua potable no cuenta con una infraestructura para el almacenamiento y distribución del agua potable.

El sistema de alcantarillado y drenaje fluvial es deficiente, siendo posibles focos de contaminación y riesgo para la población.

Tabla 4

Cobertura de servicio en la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.

LOCALIDAD	N° USUARIOS	POBLACIÓN SERVIDA	COBERTURA %	CONTINUIDAD HORAS/DÍA
Puerto Rico	236	800	65.56%	2

Fuente: Emapa San Martín S.A - Picota, 2019. (Elaboración propia).

1.1.2.11 Vías de acceso

El acceso a la Localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, mediante vía terrestre partiendo desde Tarapoto por la carretera Fernando Belaúnde Terry tramo Tarapoto-Bellavista, se encuentra a 79.4km (1h 25' aproximadamente) lugar donde se ubica la zona de estudio.

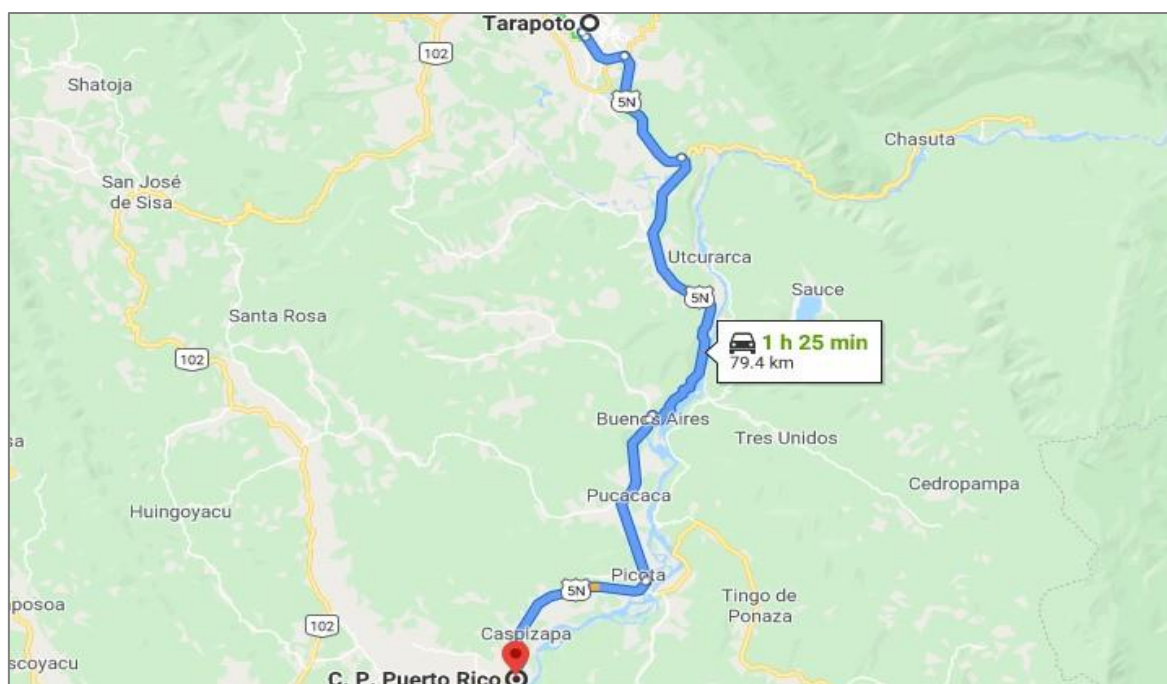


Figura 3: Recorrido de la ciudad de Tarapoto a la ocalidad de San Cristóbal de Puerto Rico. (Fuente: Google earth, 2020).

1.2 Planteamiento del problema

Con el fin de mejorar el sistema de agua potable en el año 2007, se contempló la construcción de una captación tipo caisson, reservorio elevado, redes de distribución y conexiones domiciliarias; sin embargo, el proyecto no solucionó el problema debido que el agua subterránea que almacenaba el caisson contenía metales pesados de Hierro y magnesio; el cual, no cumplía con los requisitos establecidos en el Reglamento de Calidad de Agua para

el Consumo Humano; debido, a las inundaciones, ocasionadas por el constante desbordamiento del río Huallaga, ha erosionado y socavado sobre el cual se asentaban las bases de estas estructuras produciéndose así el colapso total de los mismos.

La localidad presenta redes secundarias que actualmente se abastece del sistema de agua potable de la Provincia de Picota; el cual capta el agua mediante balsa flotante del río Huallaga, que es purificada en su PTAP y conducida al reservorio del ramal sur de 250m³ que abastece las localidades Santa Rosillo, San Antonio, Nueva Unión, Caspizapa, Winge, Puerto Rico y San Hilarión. Fue construido en el año 2000 entre los gobiernos municipales de Picota y San Hilarión; debido a la antigüedad del proyecto y con el crecimiento de las poblaciones, el reservorio está en los límites de su diseño, de tal modo las presiones y las velocidades de flujo de la llegada a las viviendas, está por debajo de la mínima; en consecuencia, la población se ve perjudicada por el déficit del sistema.

Actualmente la población de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, no cuenta con el servicio de horas mínimo de abastecimiento de agua potable durante el día, solamente 800 habitantes; que representa una cobertura del 65.56% del total de la población, cuenta con el servicio de agua en horarios restringidos de 2 horas en promedio por día, alternados durante los días de la semana; así mismo, en la localidad no se cuenta con estructuras de almacenamiento que garantice la continuidad del sistema de agua potable.

La Localidad al no contar con servicio de abastecimiento de agua potable continuo, en coordinación con Emapa San Martín - Picota encargada de la administración del agua, han optado por dar solución temporal al problema, con el uso de camiones cisternas, para llevar el líquido a los hogares una vez cada dos semanas, que es almacenada por la población en baldes, bandejas, tanques, etc.

Según el INEI (2018), en el distrito de San Cristóbal de Puerto Rico, del total de viviendas, el 17.17% cuentan con red pública dentro de la vivienda, el 62.05% con la red pública fuera de la vivienda y el 20.79% obtienen su agua de los pozos, del vecino y del río Huallaga; de los cuales solo un 10.03% cuenta con agua potable todos los días de la semana que a su vez solo disponen de 2 horas en promedio al día; debido, a la deficiencia del sistema de alcantarillado y del suministro de agua potable se ha visto reflejado en frecuentes casos de enfermedades gastrointestinales, diarreicas y parasitarias, el aumento de la morbilidad y desnutrición infantil de acuerdo a la información de la Red de Salud Picota.

La localidad de San Cristóbal de Puerto Rico cuenta con una institución de nivel inicial, una institución de nivel primario y una institución de nivel secundario; los cuales, se ven afectados por la misma problemática del abastecimiento de agua potable, que influye en los servicios básicos de sus instituciones, siendo perjudicados la población estudiantil en la calidad de los servicios de su infraestructura y en cierta manera su educación. La población total tiene alto índice de analfabetismo del 13.53% a nivel de toda la provincia según el INEI (2018).

Dado los antecedentes, para contribuir al mejoramiento del sistema de agua potable y garantizar el abastecimiento continuo de este servicio durante las 24 horas del día, teniendo la calidad, cantidad y frecuencia; se plantea el diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste para solucionar este problema, en una zona estable para la estructura.

1.3 Formulación del problema

¿De qué manera el Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico mejora el problema del abastecimiento continuo del sistema de agua potable?

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Diseñar cisterna y tanque elevado tipo fuste en la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico - Puerto Rico - Picota – San Martín, para mejorar el abastecimiento del agua potable.

1.4.2 Objetivos específicos

Realizar el estudio topográfico de la zona.

Determinar el estudio de mecánica de suelos.

Definir los parámetros de diseño hidráulico y estructural.

Analizar el modelamiento hidráulico de la red de distribución con el software Watercad.

Plantear el modelamiento y diseño de las estructuras por medio del software SAP2000.

Desarrollar metodologías para el diseño estructural de cisterna y tanque elevado tipo fuste.

Identificar los factores que influyen en el deficiente abastecimiento de agua potable.

Analizar y comparar los resultados.

1.5 Justificación de la investigación

1.5.1 Justificación teórica

La aplicación de guías y la norma técnica de diseño: Opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural aprobado por el ministerio de vivienda, construcción y saneamiento en los parámetros de diseño, permite analizarlos hidráulicamente y determinar los volúmenes de almacenamiento de las estructuras, cisterna y tanque elevado. El RNE no contempla una reglamentación detallada para realizar el análisis de estas estructuras; por lo tanto, el análisis y diseño están basados en la norma ACI 350 y el sistema mecánico equivalente Housner que analiza la interacción hidrodinámica del líquido en la estructura.

1.5.2 Justificación metodológica

En el proyecto, con los datos recopilados y el trabajo de campo, se determina el crecimiento poblacional mediante métodos estadísticos para calcular la demanda requerida y determinar los volúmenes de almacenamiento de la cisterna y tanque elevado. Verificado el análisis hidráulico se define la altura del tanque elevado que cumpla con las presiones y velocidades mínimas en la red. Definido el volumen, el tipo de suelo y la topografía de la zona se propone la geometría de las estructuras. Propuesto la geometría, se determina el análisis y parámetros de diseño de acuerdo a la norma ACI 350 relacionado con la norma E.030. En la cisterna semienterrada, aplicando las presiones del suelo, napa freática y el agua en el depósito, sin incluir las fuerzas hidrodinámicas siendo despreciables por contar con el 85% de su estructura enterrada, para su diseño con las combinaciones mayoradas por durabilidad. En el tanque elevado de acuerdo al modelo de Housner, se aplica las presiones hidrostáticas y las hidrodinámicas totales, que incluye las presiones impulsivas y convectivas. El análisis sísmico no incluye el dinámico, para el diseño de sus elementos se aplica las combinaciones mayoradas por durabilidad a los que se encuentran en contacto con el agua.

1.5.3 Justificación práctica

Se amplía el conocimiento y criterios hidráulicos, así mismo del comportamiento y diseño estructural de estas estructuras especiales a través de la aplicación de normas internacionales en este caso real; debido que no se cuenta con abundante información, razón por el que no es muy difundido en la actualidad. El proyecto aporta criterios de acuerdo a la situación, que mediante los resultados se defina un método conveniente, para el análisis y diseño de estas estructuras contenedoras de líquido, tratando de mejorar y ampliar el estudio de reservorios.

1.5.4 Justificación social

El Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, propone el almacenamiento para el suministro continuo del agua potable, y valiéndose de su altura se plantea solucionar el tema de presiones y velocidades en los periodos de mayor demanda y por ende garantizar el abastecimiento del sistema; mejorando a su vez la calidad de vida, salud y el crecimiento económico de la población.

1.6 Limitaciones

En este proyecto, se desarrolla el cálculo hidráulico del volumen y tuberías principales, el cálculo estructural de una cisterna y tanque elevado tipo fuste; aplicando normas y métodos reconocidos internacionalmente; debido, que el Perú no cuenta con una norma específica de diseño de este tipo de estructuras, como alternativa se puede aceptar la aplicación de la norma internacional ACI 350; el cual, es adaptada a las condiciones y evaluados por medio de un modelo computacional para el desarrollo estructural.

El proyecto se enfoca en mejorar el problema del abastecimiento continuo del suministro de agua potable solo para la localidad de Puerto Rico y no se garantiza resolver el problema de abastecimiento en su totalidad; así mismo, no se considera realizar el análisis de costo y presupuesto del diseño de la cisterna y tanque elevado tipo fuste.

1.7 Marco teórico

1.7.1 Antecedentes de la investigación

Se ha identificado material bibliográfico como manuales, normas, códigos y tesis que presentan temas relacionados y que aportan contenidos para el desarrollo del proyecto.

1.7.1.1 Nivel Internacional

La investigación de Housner, 1963, “Comportamiento dinámico de los tanques de agua”, determina si el reservorio está completamente lleno de agua o vacío se comporta como una estructura con una sola masa; sin embargo, si tiene una superficie libre existirá un chapoteo del agua durante el movimiento sísmico, que lo convierte en un modelo, que representa por dos masas dos masas concentradas, la masa impulsiva que acompaña al movimiento del reservorio y la masa convectiva que representa al chapoteo. Mediante ecuaciones determina la ubicación para representar las fuerzas y momentos ejercidos por el líquido en el tanque.

La investigación del ACI 350, 2006, “Diseño sísmico de estructuras contenedoras de líquidos (ACI350.3-06) y comentarios (ACI350.3R-06)”, describe el procedimiento para determinar las fuerzas sísmicas mediante un análisis estático o dinámico. Las fuerzas estáticas generadas por el comportamiento hidrodinámico del agua y las fuerzas dinámicas se obtienen a partir del espectro de diseño. Presenta las ecuaciones para hallar las fuerzas, ubicación del modelo hidrodinámico equivalente adaptado del modelo de Housner.

La investigación de Matiz Chica, 2011, en su tesis “Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de elementos finitos”, identifica los lineamientos y requerimientos de las cargas estáticas y dinámicas que se deben considerar en el análisis y diseño de estructuras ambientales. Formula de manera simplificada el análisis y diseño de estructuras tipo cajón mediante el método de elementos finitos, que permite conocer diferentes alternativas de modelación.

La investigación de Arévalo Pulla & Barahona Barahona, 2013, en su tesis “Diseño comparativo de tanques para el almacenamiento de agua de hormigón armado, enterrados hasta el nivel de tapa”, evalúa el método de seccionamiento, el método de tablas por el PCA y el computacional mediante el software estructural SAP2000 para tanques de agua enterrados mediante la aplicación de la norma NEC-11, ACI350 y ACI318. Concluye que, para tanques enterrados rectangulares, poco profundos y de baja capacidad el mejor método de diseño es el uso del software estructural o las tablas del PCA; en cambio, para tanques profundos y de baja capacidad el mejor método es el de seccionamiento.

La investigación de Magné Ayllón, 2013, en su guía “Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de Ingeniería sanitaria I”, propone un enfoque basado en la resolución de problemas reales; donde, determina la infraestructura necesaria para captar agua superficial o subterránea desde la fuente que reúna las condiciones para tratarla, conducirla, almacenarla y distribuirla a la comunidad con una presión adecuada y calidad aceptable en forma regular.

La investigación de Hernández Barrios, 2018, “Respuesta sísmica de tanques elevados tipo péndulo invertido”, plantea la ecuación general de movimiento de un tanque elevado considerando el método simplificado de masa-resorte para modelar el líquido contenido en paredes rígidas y la importancia de considerar rotación en la base del contenedor. Indica si

el elemento de apoyo es lo suficientemente rígido a la rotación y el momento másico de inercia es pequeño, se tiene un sistema de un solo grado de libertad de traslación; de lo contrario, un sistema de dos grados de libertad, de traslación horizontal y de rotación.

1.7.1.2 Nivel Nacional

La investigación de Salinas Saavedra, 1996, en su tesis “Análisis y diseño resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte”, distingue dos elementos fundamentales, la estructura de soporte que su altura depende de la presión de servicio y el depósito de almacenamiento relacionado con el volumen de agua requerido. Realiza el análisis y diseño estructural mediante el RNE en concordancia con la norma internacional ACI, mediante la metodología simplifica los cálculos que determinan las dimensiones principales, predimensionamiento de los elementos, metrado de cargas. Concluye que el método estático presenta valores más conservadores y el modelar la estructura con 10 masas concentradas se consigue el mayor valor de cortante en la base. Determina el uso de fondo tipo Intze e indica que la mayoría de los elementos están sometidos a compresión.

La investigación de Olivari Feijo & Castro Saravia, 2008, en la tesis “Diseño del abastecimiento de agua y alcantarillado del centro poblado Cruz de Médano- Lambayeque”, propone el diseño del sistema de agua potable y alcantarillado mediante la simulación hidráulica con Epanet, Watercad, Sewercad que permite el análisis de simulación rápido e interactivo de la red considerando un tanque elevado de 600m³. Concluye que el programa Watercad cumple con lo previsto, pues su manejo es más versátil a diferencia del Epanet; describe que el programa Sewercad analiza de forma eficiente las redes de alcantarillado.

La investigación de Quezada Vera & Salinas Palacios, 2014, en su tesis “Diseño y análisis de un reservorio tipo fuste de 300m³ en la ciudad de Trujillo”, contempla la aplicación del software SAP2000 para el análisis de la estructura, obteniendo los resultados del comportamiento sísmico mediante el análisis estático y dinámico donde se usa el método de Housner aplicando el concepto de masa impulsiva y convectiva, considerando los parámetros específicos de la norma ACI350. Realiza el diseño estructural mediante el uso del método de elementos finitos, para obtener los esfuerzos máximos en los elementos.

La investigación de Huamani Camargo, 2015, en su tesis “Diseño estructural de un reservorio elevado tipo fuste de concreto armado”, describe los elementos a considerar en el diseño de reservorios elevados y analiza el efecto hidrodinámico del fluido contenido bajo

cargas sísmicas, aplicando normas y métodos internacionales. Concluye el uso de fondos abovedados tipo Intze para reservorios elevados de gran capacidad.

1.7.1.3 Nivel Local

La investigación de Gonzales García, 2018, en su tesis “Diseño del sistema de agua potable de las comunidades de Nuevas Flores, Dos de Mayo, San Ignacio y San Andrés, distrito de San Pablo, provincia de Bellavista, región San Martín”, realiza el diseño del sistema de agua potable (captación, filtro lento, reservorios, líneas, redes) con los parámetros establecidos en la norma de Opciones tecnológicas para el ámbito rural con apoyo del software watercad. Concluye que su investigación permite garantizar la demanda y calidad de agua para la población mediante la proyección de las infraestructuras hidráulicas.

La investigación de Pinchi Laulate, 2019, en su tesis “Diseño del sistema de agua potable por bombeo de la localidad de Víveres, Distrito de Pajarillo - Mariscal Cáceres - San Martín”, identifica los parámetros de diseño, realiza el cálculo hidráulico y las disposiciones estructurales del sistema discontinuo de agua potable (caisson, tanque elevado). Concluye que el pozo caisson tendrán la capacidad necesaria para abastecer la demanda y el tanque de almacenamiento la capacidad para atender la demanda existente y proyectada.

1.7.2 Bases teóricas

1.7.2.1 Estudio topográfico

Para realizar estudios topográficos para proyectos de agua potable, se debe recolectar información básica, de instituciones públicas y privadas, necesarias para interpretar y desarrollar los trabajos topográficos. La información es utilizada para realizar los diseños hidráulicos de los componentes del sistema de abastecimiento de agua potable y para establecer la ubicación exacta de la estructura luego de observar el terreno.

Ministerio de Vivienda (2016) determina que el estudio topográfico deberá elaborarse sobre la base de un BM oficial o un BM Auxiliar, para lo cual deberá contar con la cartilla del IGN correspondiente y deberá definirse las curvas de nivel, en toda la extensión del proyecto.

1.7.2.2 Estudio geotécnico

El estudio de mecánica de suelos de acuerdo al Ministerio de Vivienda (2016) debe corresponder al ámbito del estudio del proyecto, que se identifique el tipo de terreno donde

se realizará el proyecto. El estudio debe considerar el número de calicatas, tipo de terreno, agresividad del terreno, capacidad portante, profundidad de la napa freática. Recomienda:

Para líneas de conducción: 1 calicata cada 400m².

Para redes de distribución primaria: 1 calicata cada 200m.

Para redes de distribución secundarias: 1 calicata cada 50 lotes.

Para reservorios, cámaras de bombeo, PTAP: 1 calicata cada 200m².

Para plantas de tratamiento desagüe: 3 calicatas mínimo cada Ha.

El proyecto de la cimentación de los tanques, deberá basarse en un estudio de mecánica de suelos realizado en el mismo sitio. Con los resultados del estudio se definirá el tipo de cimentación más adecuado que no rebase ninguno de los estados límites de falla o servicio.

1.7.2.2.1 Capacidad de carga neta

Con el estudio de mecánica suelos, para el cálculo de la capacidad de carga Meyerhof (1963) sugiere la ecuación general. (Das, 2012).

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + \frac{BN_q}{LN_c} \quad F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi_s \quad F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Factores de profundidad

$$\text{Si: } \frac{Df}{B} \leq 1$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{Df}{B} \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_s (1 - \sin \phi_s)^2 \frac{Df}{B} \quad F_{\gamma d} = 1$$

$$\text{Si: } \frac{Df}{B} > 1$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B} \right) \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi_s (1 - \sin \phi_s)^2 \tan^{-1} \left(\frac{Df}{B} \right) \quad F_{\gamma d} = 1$$

Factores de inclinación de carga

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2 \quad F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi_s} \right)^2$$

β = Inclinación de la carga respecto a la vertical

Factores de capacidad de carga

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_s}{2} \right) e^{2\pi \tan \phi_s} \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi_s \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi_s$$

Ecuaciones debido a falla local por Terzaghi

$$q_u = \frac{2}{3} c' N'_c + q N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Cimentación continua})$$

$$q_u = 0.867 c' N'_c + q N'_q + 0.4 \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Cimentación cuadrada})$$

$$q_u = 0.867 c' N'_c + q N'_q + 0.3 \gamma B N'_\gamma \quad (\text{Cimentación circular})$$

Para falla local el ángulo de fricción y cohesión es igual a $\phi_s' = \frac{2}{3} \phi_s$ y $c' = \frac{2}{3} c$

Tabla 5*Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi.*

ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ	ϕ'	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

Fuente: Das, 2012.

Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freáticoCaso I: $0 \leq D_1 \leq D_f$

$$q = D_1\gamma_s + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$

El valor de γ en el último término de la ecuación es igual $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ Caso II: $0 \leq d \leq B$

$$q = D_1\gamma_s$$

El valor de γ en el último término de la ecuación es igual $\gamma'' = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma_s - \gamma')$ Caso III: $d \geq B$

El agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga.

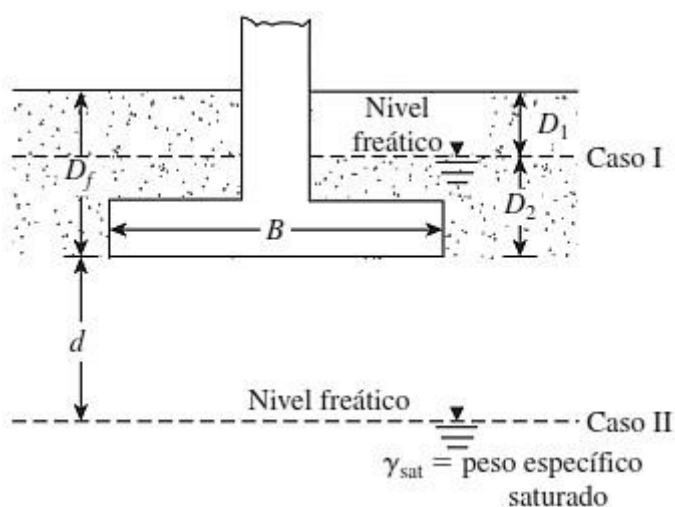


Figura 4: Presencia del nivel freático caso I y II. (Fuente: Das, 2012).

Capacidad de carga admisible

Terzaghi y Peck recomiendan un factor de seguridad de 3 contra la falla por capacidad portante en todos los casos.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S}$$

1.7.2.2.2 Capacidad de carga neta admisible

Se determina la capacidad de carga neta admisible, considerando las sobrecargas y el peso del terreno circundante a la estructura que produce un exceso de carga y reduce la capacidad del terreno de acuerdo a Braja M. Das y Harmsen (2002), se determina la ecuación:

Capacidad de carga neta admisible:

$$q_{neta-adm} = \frac{q_u - \gamma_{prom} D_f - \gamma_{cs} h_c - S/C}{F.S}$$

Considerando efectos del sismo Capacidad de carga neta admisible sísmico:

$$q_{neta-adm\ sis} = \frac{\frac{4}{3} q_u - \gamma_{prom} D_f - \gamma_{cs} h_c - S/C}{F.S}$$

q = Esfuerzo efectivo al nivel de fondo de cimentación (kg/m^2).

$N'_c N'_q N'_\gamma$ = Factores de capacidad de carga modificados.

c' = Cohesión (kg/cm^2).

ϕ_s = Ángulo de fricción del suelo.

B = Dimensión de la cimentación o diámetro (m).

γ_s = Peso específico del suelo (kg/m^3).

γ_{sat} = Peso específico saturado del suelo (kg/m^3).

γ_w = Peso específico del agua (kg/m^3).

γ_{prom} = Peso específico del suelo promedio (kg/m^3).

γ_{cs} = Peso específico del concreto simple (kg/m^3).

D_1 = Altura de suelo sin nivel freático (m).

D_2 = Altura de suelo con nivel freático (m).

D_f = Profundidad de cimentación (m).

h_c = Altura de solado (m)

F.S = Factor de seguridad

S/C = Sobrecarga RNE E.020 (kg/m^2)

q_u = Capacidad última neta (kg/cm^2).

q_{adm} = Capacidad de carga admisible (kg/cm^2).

$q_{\text{neta-adm}}$ = Capacidad de carga neta admisible (kg/cm^2).

$q_{\text{neta-adm sis}}$ = Capacidad de carga neta admisible sísmico (kg/cm^2).

1.7.2.2.3 Módulo de Balasto

El módulo de Balasto o coeficiente de reacción de la subrasante, de acuerdo al modelo de Winkler, el suelo se supone que es equivalente a un número infinito de resortes elásticos. La constante elástica de resorte supuestos se le refiere al módulo de Balasto, simulan un suelo flexible. (Das, 2012).

El módulo de Balasto, corresponde al cociente entre la presión de contacto (q) y el desplazamiento (Δ), define la rigidez del resorte que representan al suelo y su interacción con la cimentación. El módulo de Balasto no solo está en función de los parámetros resistentes del suelo, sino también de los parámetros geométricos de la cimentación.

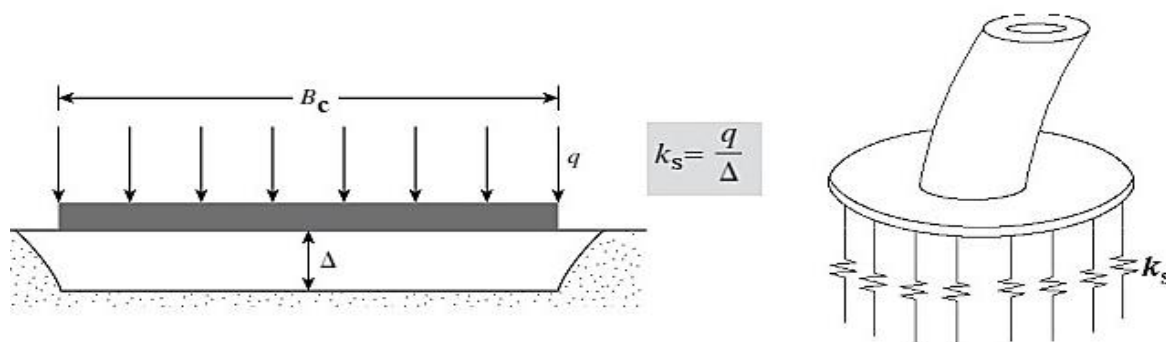


Figura 5: Definición del módulo de Balasto. (Fuente: Adaptado de Das, 2012).

El módulo de Balasto del suelo o coeficiente de reacción de la subrasante puede estimarse de acuerdo a la fórmula de Vesic (1961):

$$K_s = \frac{E_s}{B_c (1 - \nu_s^2)}$$

K_s = Módulo de Balasto (kg/cm³).

E_s = Módulo de elasticidad del suelo (kg/cm²).

B_c = Ancho de la cimentación (cm).

ν_s = Módulo de poisson del suelo.

1.7.2.3 Estudio Hidráulico

1.7.2.3.1 Normas de diseño

I. Norma técnica de diseño: Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural, 2018.

Estudia la sostenibilidad de los proyectos de saneamiento en el ámbito rural, que los servicios de saneamiento sean permanentes y cumplan las condiciones técnicas, económicas y sociales. Define los criterios para la selección, diseño y forma de implementación para los proyectos de saneamiento en el ámbito rural en el Perú. Presenta la metodología adecuada y el diseño definitivo de los componentes.

II. Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) – Obras de saneamiento

Mediante las normas, Almacenamiento de agua (OS.030), Redes de distribución de agua (OS.050) para consumo humano, Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria (OS.100), indica los parámetros para el análisis y diseño de obras de saneamiento.

1.7.2.3.2 Sistema de abastecimiento de agua potable

Es un conjunto de diversos componentes con la finalidad de suministrar agua a una población, con la calidad, cantidad y presión necesaria de manera continua, compuesto por la fuente de abastecimiento, captación, línea de conducción o impulsión, PTAP o estación de bombeo, reservorio, línea de aducción, red de distribución, conexiones domiciliarias.

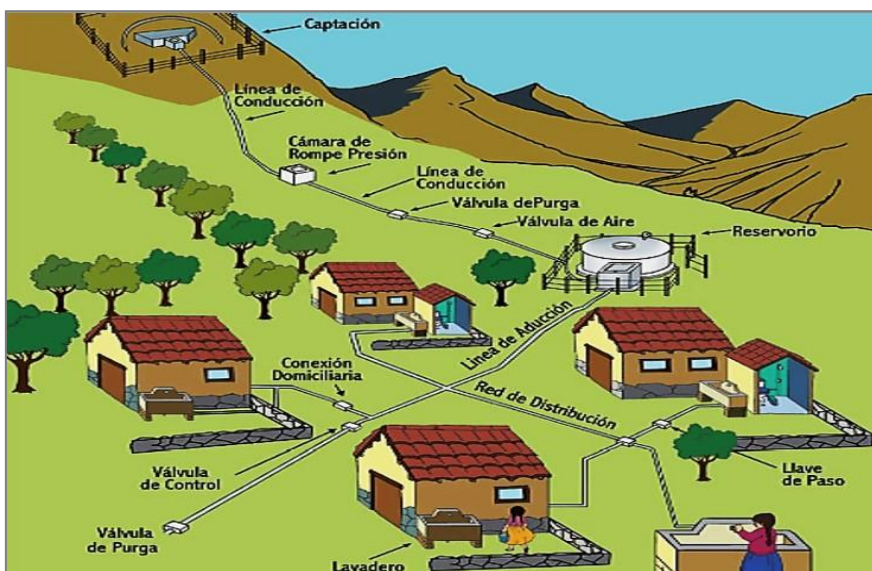


Figura 6: Componentes de un sistema de agua potable. (Fuente: Organización Panamericana de la salud, 2009).

I. Sistema de abastecimiento por bombeo sin tratamiento (BST)

Se abastecen con agua de buena calidad que no requiere tratamiento para su distribución y consumo. Es necesario bombear el agua a un tanque de almacenamiento para ser distribuidas a la población. Generalmente están constituidos por pozos. (Organización Panamericana de la salud, 2009).

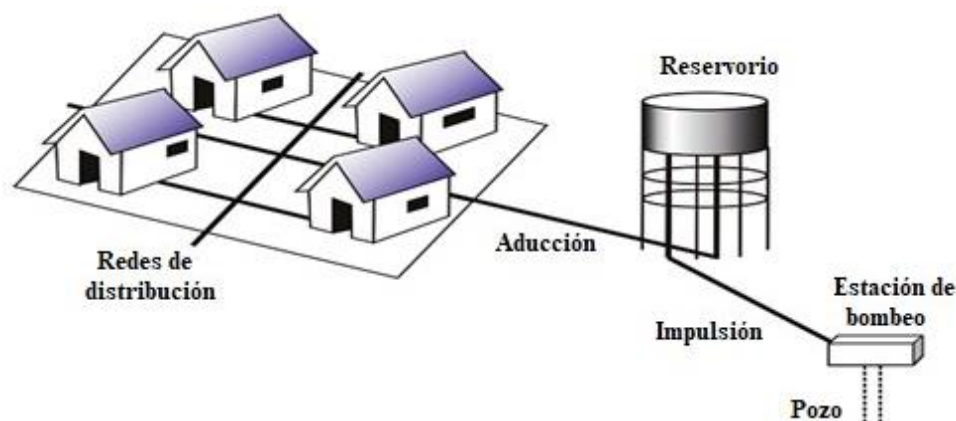


Figura 7: Abastecimiento de agua por bombeo sin tratamiento. (Fuente: Organización Panamericana de la salud, 2009).

II. Sistema de abastecimiento por bombeo con tratamiento (BCT)

Se abastece de agua mediante una obra de captación, que requiere clarificarse y desinfectarse mediante una planta de tratamiento para adecuar las características del agua y luego bombear el agua a un tanque de almacenamiento para ser distribuidas a la población. (Organización Panamericana de la salud, 2009).

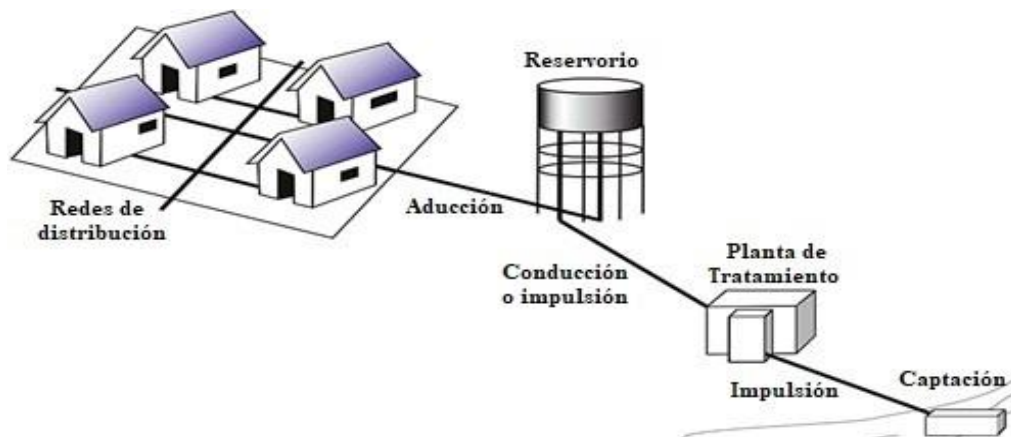


Figura 8: Abastecimiento de agua por bombeo con tratamiento. (Fuente: Organización Panamericana de la salud, 2009).

1.7.2.3.3 Parámetros de diseño

I. Cantidad de agua

Es el volumen de agua que debe ser suministrada, conducida y almacenada para satisfacer la demanda de la población durante un periodo de tiempo de un sistema de abastecimiento de agua; el cual, está constituido por una serie de estructuras, que depende de las diferentes variables. (Moya, 2000).

Período de diseño

Población

Dotación y consumo

Variaciones de consumo

II. Período de Diseño

Es el tiempo para el cual se considera funcional el sistema siendo eficiente el servicio, donde la capacidad de producción de un componente del sistema de agua potable o alcantarillado cubre la demanda proyectada. Intervienen una serie de variables que deben ser evaluadas para determinar el periodo de diseño. (Agüero, 1997).

Durabilidad o vida útil de las estructuras y equipos.

Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones de la infraestructura.

Crecimiento o decrecimiento poblacional.

Capacidad económica para la ejecución de obras.

El año cero del proyecto se considera la fecha de inicio de recolección de datos e inicio del proyecto. Propone periodos de diseño máximo para los sistemas de saneamiento. (Ministerio de Vivienda, 2018).

Tabla 6

Periodos de diseño de infraestructura sanitaria.

Estructura	Periodo (años)
Fuentes de abastecimiento	20
Obras de captación	20
Pozos	20
Plantas de tratamiento de agua para consumo Humano (PTAP)	20
Reservorio	20
Líneas de conducción, aducción, impulsión y distribución	20
Estación de bombeo	20
Equipos de bombeo	10
Unidades básicas de saneamiento (material noble)	10
Unidades básicas de saneamiento (otro material)	5

Fuente: Ministerio de Vivienda, 2018.

III. Población de Diseño

Es la cantidad de habitantes que se espera tener en un lugar al final del periodo de diseño del sistema de agua potable o alcantarillado. (Ministerio de Vivienda, 2018).

La población actual del proyecto, será definido por el numero viviendas y densidad (hab/vivienda); así mismo la tasa de crecimiento poblacional deberán ser justificada con información de todos los datos censales del INEI. Definida la población actual y la tasa de crecimiento poblacional, se determina la población de diseño o futura mediante los métodos de proyección poblacional.

Con relación al área urbana y rural el INEI (2018) considera como urbana a los centros poblados con 2000 y más habitantes, con viviendas agrupadas en forma contigua; para el área rural con menos de 2000 habitantes, con viviendas dispersas.

Para fines de proyección poblacional, el Ministerio de Vivienda (2018) determina para el ámbito rural presentar un padrón de usuarios legalizado, debidamente firmada y con el número de documento nacional de identidad del propietario.

i. Métodos para cálculo de la población de diseño o futura

UNI (2005) da a conocer que el cálculo de la población futura se hará en base a índices adoptados del crecimiento histórico poblacional intercensal aplicando los métodos existentes, interpolando y extrapolarlo los datos censales. Se tiene los siguientes métodos:

a. Método Racional

Se hace un estudio socio-económico del lugar, se toma en cuenta el crecimiento vegetativo que depende de los nacimientos, defunciones, inmigraciones, emigraciones y la población flotante.

$$P = (N + I) - (D + E) + P_{fl}$$

N = Nacimientos

D = Defunciones

I = Inmigraciones

E = Emigraciones

P_{fl} = Población flotante

P = Población

b. Método Gráfico

Son aquellos mediante procedimientos gráficos estiman valores de población, sea utilizando datos censales de la provincia, región o datos de poblaciones con similares características.

Gráfico de tendencias

Comparativo

c. Método Analítico

La estimación de la población es ajustable a una curva matemática. El ajuste depende de las características de la población censada y de los intervalos de tiempo en que se han medido.

Dentro de los métodos analíticos tenemos:

- **Método aritmético**

El método se utiliza para el cálculo de poblaciones considerando que el crecimiento poblacional va cambiando en forma de progresión aritmética cerca al límite de saturación.

$$r = \frac{\frac{P_f}{P_o} - 1}{t}$$

$$P_f = P_o(1 + r \cdot t)$$

P_f = Población al tiempo t en habitantes

P_o = Población inicial en habitantes

r = Tasa de crecimiento poblacional

t = Tiempo en el que se desea estimar la población

- **Método geométrico**

El método considera que la población crece o decrece a una misma tasa promedio por unidad de tiempo. Se emplea cuando la población está en su iniciación o periodo de saturación mas no cuando está en periodo de franco crecimiento.

$$r = \left(\frac{P_f}{P_o}\right)^{\frac{1}{t}} - 1$$

$$P_f = P_o(1 + r)^t$$

P_f = Población al tiempo t en habitantes

P_o = Población inicial en habitantes

r = Tasa de crecimiento poblacional

t = Tiempo en el que se desea estimar la población

- **Método parabólico de 2do grado**

Este método se utiliza preferentemente en poblaciones que se encuentran en el periodo de asentamiento o inicio.

$$P_f = a_0 + a_1t + a_2t^2$$

P_f = Población al tiempo t en habitantes

a_0, a_1, a_2 = constantes

t = Tiempo en el que se desea estimar la población

De acuerdo al Ministerio de Vivienda (2018), es importante considerar los parámetros:

La tasa de crecimiento anual debe corresponder a los períodos intercensales, de la localidad específica.

En caso de no existir, se debe adoptar la tasa de otra población con características similares, o en su defecto la tasa de crecimiento distrital.

La tasa de crecimiento presente valor negativo, se debe optar una población de diseño, similar a la actual o $r = 0$, caso contrario solicitar opinión del INEI.

IV. Demanda de Agua

i. Dotación

La dotación o la demanda per cápita, es la cantidad de agua en promedio que requiere en un día cada persona de la población expresada en l/hab.d. Justificado técnicamente la dotación, es necesario estimar el consumo promedio diario anual, el consumo máximo diario y el consumo máximo horario. Caso de no existir estudios de consumo y no se justifica su ejecución se considerará, los siguientes valores. (Ministerio de Vivienda, 2016).

Tabla 7

Dotaciones de agua en (l/hab.d) según RNE (Urbano).

Descripción	Clima Templado	Clima Frío	Clima Cálido
Sistemas con conexiones	220	180	220
Lotes de área menor o igual a 90m ²	150	120	150
Sistemas de abastecimiento por surtidores, camión cisterna o piletas públicas	30-50	30-50	30-50

Fuente: Ministerio de Vivienda, 2016. (Elaboración propia).

Tabla 8

Dotaciones de agua en (l/hab.d) según MEF (Rural).

Descripción	Región		
	Costa	Sierra	Selva
Letrinas sin arrastre hidráulico	60	50	70
Letrinas con arrastre hidráulico	90	80	100

Fuente: Ministerio de Vivienda, 2018. (Elaboración propia).

En caso de piletas se asume 30 l/hab.d. Para las instituciones educativas en zonas rurales asumir:

Tabla 9

Dotaciones de agua en (l/alumno.d) centros educativos (Rural).

Descripción	Dotación
Educación primaria e inferior (sin residencia)	20
Educación secundaria y superior (sin residencia)	25
Educación en general (con residencia)	50

Fuente: Ministerio de Vivienda, 2018. (Elaboración propia).

ii. Consumo

Es la cantidad de agua utilizada efectivamente en cada una de las actividades que se realizan en la localidad. (Moya, 2000).

Es la cantidad de agua necesaria para satisfacer las necesidades de una población y la determinación de la demanda depende de 2 factores, el consumo por habitante y la cantidad de población.

$$C = \text{Dot} \times P$$

C = Consumo (l/d o m³/s)

Dot = Dotación (l/hab.d)

P = Población (hab).

Los consumos se clasifican en:

Consumo doméstico: Pertenecen aquellos que utilizan el servicio para uso doméstico.

Consumo estatal: Se refiere al consumo que realizan los usuarios en locales estatales o públicos, como Centros de salud, los ministerios, colegios, etc.

Consumo social: Comprende instancias y áreas públicas como: parques, piletas, albergues.

Consumo comercial: Pertenecen los suscriptores que utilizan el agua con fines de lucro en alguna actividad comercial.

Consumo industrial: Pertenecen los suscriptores que utilizan el agua con fines de lucro en los que se lleva procesos industriales o de transformación.

Es importante considerar el consumo neto denominado la demanda agregada, que es la suma de los consumo domésticos, comerciales, industriales, estatales.

iii. Factores que afectan el consumo

Los principales factores que afectan el consumo de agua de acuerdo a Agüero (1997) son:

Tipo de comunidad: Una comunidad sea rural o urbana está constituida por diferentes sectores, entonces se debe considerar el consumo doméstico, industrial, comercial, público, consumo por pérdidas, consumo por incendio.

Factores económicos y sociales: Se puede evidenciar a través del tipo de vivienda, siendo importante la variación de consumo por el tipo y tamaño de la construcción.

Factores climáticos: El consumo de agua varía también en función al clima, de acuerdo a la temperatura y a la distribución de las lluvias.

Tamaño de la comunidad: El crecimiento poblacional provocado por el desarrollo económico y demográfico, determina un aumento del consumo per cápita, el cual varía en relación directa al tamaño de la comunidad.

iv. Variaciones de consumo

Es necesario que cada una de las partes que constituyen el sistema este satisfactoriamente diseñada y funcionalmente adaptada a las necesidades reales de la población, de tal forma que las variaciones en el consumo de agua que ocurrirán para diferentes momentos durante el periodo de diseño, no desarticulen todo el sistema, sino que permitan un servicio eficiente y continuo.

La variación de consumo está indicada por diversos factores, tales como: tipo de actividad, hábitos de la población, condiciones de clima, etc. (Agüero, 1997).

El RNE OS.100 (2006) recomienda que los valores de las variaciones de consumo referidos al promedio diario anual deberán ser fijados en base a un análisis de información estadística comprobada. Si no existieran los datos, se puede tomar en cuenta los siguientes valores:

Tabla 10

Coefficientes de variaciones de consumo según RNE (Urbano).

Coefficiente	Valor
Coefficiente máximo anual de la Demanda diaria (k1)	1.3
Coefficiente máximo anual de la Demanda horaria (k2)	1.8-.2.5

Fuente: Ministerio de Vivienda, 2016. (Elaboración propia).

Tabla 11

Coefficientes de variaciones de consumo según MEF (Rural).

Coefficiente	Valor
Coefficiente máximo anual de la Demanda diaria (k1)	1.3
Coefficiente máximo anual de la Demanda horaria (k2)	2

Fuente: Ministerio de Vivienda, 2016. (Elaboración propia).

V. Caudales de diseño

i. Caudal Promedio Diario Anual (Q_p)

Es el consumo diario de una población obtenida en un año de registro. Se define como el resultado de una estimación del consumo per cápita para la población futura del período de diseño, expresada en (l/s). (Agüero, 1997).

$$Q_p = \frac{\text{Dot. } P_d}{86400}$$

Q_p = Caudal promedio diario anual en l/s.

Dot = Dotación en l/hab. d

P_d = Población de diseño en hab.

ii. Caudal Máximo Diario (Q_{md})

Se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año. (Agüero, 1997).

Para encontrar el consumo máximo diario, multiplicamos el consumo promedio diario anual Q_p por el coeficiente de variación de consumo k_1 . Para poblaciones rurales se debe considerar k_1 un valor de 1.3. (Ministerio de Vivienda, 2018).

$$Q_{md} = 1.3Q_p$$

Q_{md} = Caudal máximo diario en l/s.

Q_p = Caudal promedio diario anual en l/s.

iii. Consumo Máxima horario (Q_{mh})

Se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo. (Agüero, 1997). Para poblaciones rurales se debe considerar k_2 un valor de 2. (Ministerio de Vivienda, 2018).

$$Q_{mh} = 2Q_p$$

Q_{mh} = Caudal máximo horario en l/s.

Q_p = Caudal promedio diario anual en l/s.

VI. Fuentes de Abastecimiento

La fuente de agua constituye la parte más importante en el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable, que es necesario definir la ubicación, tipo, cantidad y calidad, garantizando fuentes capaces de abastecer a la población futura del diseño.

La fuente de abastecimiento Agüero (1997) en forma directa o con obras de regulación deberá asegurar el caudal máximo diario. Se identifican varios tipos de fuentes:

i. Por su ubicación y naturaleza

De gravedad: La fuente de agua está ubicada en la parte alta de la población y fluye a través de las tuberías por la fuerza de gravedad.

De bombeo: La fuente de agua ubicada en elevaciones inferiores a la población de consumo, siendo necesario el sistema de bombeo para transportar el agua al estanque de almacenamiento ubicado en elevación superior a la comunidad.

ii. Por la forma

Aguas superficiales: El agua discurre naturalmente en la superficie terrestre, están constituidas por ríos, lagos, arroyos, embalses, etc.

Aguas subterráneas: Parte de la precipitación en la cuenca se infiltra en el suelo, hasta la zona de saturación, constituidos por galerías, pozos profundos, manantiales, etc.

Agua de lluvia: Se emplea en los casos donde no es posible obtener agua superficial o subterránea de buena calidad. Se utiliza el techo o alguna superficie para captar el agua de lluvia.

VII. Calidad del Agua

El agua potable es aquella que al consumirla no cause daños al organismo del ser humano y a los materiales a utilizarse en la construcción del sistema. (Agüero, 1997).

Los requerimientos básicos para el agua potable:

Estar libre de organismos patógenos causantes de enfermedades.

No contener compuestos que produzcan un efecto agudo o crónico en la salud humana.

Tener baja turbidez, color, etc.

No contener alcalinidad.

No contener compuestos que causen sabor y olor desagradables.

No causar corrosión o incrustaciones en el sistema de abastecimiento de agua.

El decreto supremo DS N°031-2010-SA del el Ministerio de salud (2011), establece los parámetros de calidad del agua para consumo humano en el país, de acuerdo a las Normas de la Organización Panamericana de la Salud, en los que se considera los límites máximos permisibles.

Tabla 12*Criterios de calidad para el agua potable.*

Parámetros	Unidades	Valor
Turbidez	UNT	5
Color	UCV	15
Alcalinidad total	mg/l CaCO ₃	-
pH	mg/l	6.5-8.5
Dureza total	mg/l	500
Cloruros	mg/l	250
Nitratos	mg/l	50
Fluoruro	mg/l	1
Sulfatos	mg/l	250
Sólidos totales disueltos	mg/l	1000
Conductividad	uS/cm	1500
Cloro	mg/l	5
Manganeso	mg/l	0.4
Hierro	mg/l	0.3
Selenio	mg/l	0.01
Cromo	mg/l	0.05
Zinc	mg/l	3
Aluminio	mg/l	0.2
Arsénico	mg/l	0.01
Cadmio	mg/l	0.003
Plomo	mg/l	0.01

Fuente: Ministerio de Salud, 2011.

VIII. Línea de Conducción

En un sistema de abastecimiento de agua potable por gravedad es el conjunto de tuberías, válvulas, accesorios, estructuras y obras de arte encargados de la conducción del agua, desde la captación hasta el reservorio de almacenamiento, aprovechando la carga estática, satisfaciendo las condiciones de servicio para el día de máximo consumo.

La tubería sigue el perfil del terreno, salvo en casos de quebradas, zonas rocosas, zonas erosionables, etc. se proyectará estructuras especiales. Para un mejor funcionamiento del sistema se puede considerar cámaras rompe presión, válvulas de aire, válvulas de purga, etc. Para el cálculo de tuberías que trabajan a presión se recomienda el uso de la fórmula de Hazen y Williams. (Agüero, 1997).

$$Q = 0.0004264CD^{2.63}(h_f/L)^{0.54}$$

D = Diámetro de la tubería en (pulg).

h_f = Pérdida de carga continua (m).C = Coeficiente Hazen y Williams ($\sqrt{pie/s}$). L = Longitud del tramo (km)

IX. Línea de Impulsión

Es el tramo de tuberías, accesorios, válvulas, estructuras que se utiliza para transportar el agua desde una cota menor hasta una cota ubicada en la parte más alta, mediante equipos de bombeo desde la captación a un reservorio de almacenamiento o un PTAP.

Para las líneas de impulsión se analiza los criterios y parámetros, partiendo de las condiciones a las que será sometida la tubería, como el entorno y tipo de fluido. Se requiere del caudal de bombeo, longitud y desnivel entre el punto de carga y descarga. (Ministerio de Vivienda, 2018).

Consideraciones de la línea de impulsión:

El material de la tubería es escogido por factores económicos, disponibilidad de accesorios y resistencia ante esfuerzos, tuberías PVC hasta diámetros de 250mm de clase 10 o 15, FFD clase k-9, accesorios de FFD clase k-9 para presiones mayores a 10bar.

La velocidad de diseño entre 0.6 m/s a 2 m/s.

Para el cálculo del caudal de bombeo (l/s):

$$Q_b = Q_{md} \frac{24}{N}$$

Q_{md} = Caudal máximo diario (l/s)

N = Número de horas de bombeo al día (16-18h urbano y rural 12h).

Para el cálculo del diámetro de la tubería de impulsión (m):

$$D = 0.96 \left(\frac{N}{24} \right)^{\frac{1}{4}} Q_b^{0.45}$$

D = Diámetro interior aproximado (m).

N = Número de horas de bombeo al día (16-18h urbano y rural 12h).

Q_b = Caudal de bombeo (m³/s).

X. Estación de bombeo

Es el conjunto de estructuras, equipos electromecánicos, tuberías y accesorios, que toman el agua directa o indirectamente de la fuente de abastecimiento y la impulsan a un reservorio o un PTAP. (Ministerio de Vivienda, 2018).

i. Clasificación de las estaciones de bombeo

Fijas: La bomba se localiza en un punto estable y no es cambiada de posición durante su periodo de vida útil.

Flotantes: Los elementos de bombeo están sobre una plataforma flotante (Caisson o balsas).

ii. Criterios de diseño

El caudal de ingreso debe ser igual o superior al caudal medio diario.

El equipo de bombeo, tubería de impulsión deben ser calculados en base al caudal máximo diario y el número de horas de bombeo.

El número de horas de bombeo y arranques, depende del rendimiento de la fuente, consumo de agua, disponibilidad de energía y costo de operación.

Se debe diseñar una sola unidad de bombeo para cubrir el 100% de la capacidad requerida más una reserva.

Se debe estudiar la programación de las bombas en función del caudal.

iii. Dimensionamiento

El volumen de la cámara de bombeo debe emplearse cuando la instalación impulsora se encuentra en un sitio distinto a un pozo perforado o excavado.

Si el rendimiento de la fuente no es suficiente para suministrar el caudal de bombeo, debe diseñarse la cámara de bombeo (cisterna) para mitigar este déficit, considerando el volumen que se requiere para almacenar el caudal máximo diario, para el periodo más largo de descanso de las bombas. (Ministerio de Vivienda, 2018).

$$V_a = 3.6Q_{md}T$$

$$T = \frac{24 - N}{2}$$

V_a = Volumen de almacenamiento en m³.

Q_{md} = Caudal máximo diario en m³/s.

T = Tiempo más largo de descanso de las bombas en h.

N = Número de horas de bombeo al día (16-18h urbano y rural 12h).

A mayor período de bombeo aumenta también los costos de operación y mantenimiento, de modo que la solución más conveniente estará definida por razones económicas y de servicio.

En bombas centrifugas de eje horizontal se debe verificar la sumergencia mínima, esto es el desnivel entre el nivel mínimo de agua en el cárcamo y la parte superior del colador. Se toma el mayor valor de sumergencia de las ecuaciones:

Impedir el ingreso del aire

$$S = 2.5D + 0.10$$

Condición hidráulica

$$S > 2.5 \left(\frac{V^2}{2g} \right) + 0.20$$

S = Sumergencia mínima en m.

D = Diámetro de tubería en m.

V = Velocidad el agua en m/s.

g = Aceleración de la gravedad en m/s².

En bombas sumergibles, el colector de impulsión ubicado en una cámara de dimensiones necesarias para instalar el equipo, acopladas a un pedestal. (Ministerio de Vivienda, 2018).

iv. Equipos electromecánicos

Las bombas a utilizar deben ser preferentemente centrifugas horizontales o verticales, bombas sumergibles. El caudal de bombeo dependiendo del caudal máximo diario y del número de horas de bombeo permite dimensionar la potencia del equipo de bombeo. (Ministerio de Vivienda, 2018).

$$P_b = \frac{Q_b \cdot H_t}{76\varepsilon}$$

P_b = Potencia de equipo de bombeo en HP.

Q_b = Caudal de bombeo en l/s.

H_t = Altura dinámica total en m.

ε = Eficiencia teórica del 70% al 90%.

La altura dinámica total (H_t):

$$H_t = H_g + H_f + P_s \quad H_g = H_s + H_d$$

H_s = Altura de succión, altura del eje de la bomba sobre el nivel inferior.

H_d = Altura de descarga, altura del nivel superior sobre el eje de la bomba.

H_g = Altura geométrica, altura estática total.

H_f = Pérdida de carga.

P_s = Presión de llegada al reservorio (recomendación 2m).

XI. Línea de Aducción

Es el conjunto de tuberías, accesorios que sirve para transportar el agua desde el tanque de regulación hasta la red de distribución, el cual tendrá la capacidad para conducir como mínimo, el caudal de máximo horario (Q_{mh}). (Ministerio de Vivienda, 2018).

i. Tipos de aducción

a. Aducción por gravedad

Transporta el agua desde la obra de captación ubicado en la parte alta de la comunidad hasta la red de distribución, aprovechando la fuerza de gravedad.

b. Aducción por bombeo

Conjunto de elementos estructurales, equipos, dispositivos, tuberías y accesorios que permiten el transporte de un volumen de agua mediante bombeo desde la obra de captación, hasta la red de distribución.

Consideraciones de la línea de aducción:

La carga estática máxima aceptable será de 50m y la carga dinámica mínima será de 1m.

Se debe evitar pendientes mayores al 30% e inferiores al 0.5%.

El diámetro mínimo de la línea de aducción es de 25mm (1") para el caso de sistemas rurales.

Se diseñará para velocidades mínimas de 0.6 m/s y máxima de 3 m/s.

Para el dimensionamiento de la tubería se tendrá en cuenta la línea de gradiente hidráulica (L.G.H) y la pérdida de carga unitaria (h_f).

Para el cálculo del diámetro de la tubería podrá realizarse con el uso de la fórmula de Hazen y Williams (Ministerio de Vivienda, 2018).

Diámetro superior a 50mm Hazen y Williams:

$$h_f = 10.674 \frac{Q^{1.852}}{C^{1.852} D^{4.86}} L$$

h_f = Pérdida de carga continua (m).

Q = caudal en (m³/s)

D = Diámetro interior en (m).

L = Longitud del tramo (m)

C = Coeficiente Hazen y Williams

Acero sin costura

C=120

Acero soldado en espiral.....	.C=100	Polietileno.....	C=140
Hierro fundido con revestimiento	C=140	PVC.....	C=150
Hierro galvanizado	C=100		

Diámetro inferior a 50mm Fair Whipple:

$$h_f = 676.745 \frac{Q^{1.751}}{LD^{4.753}}$$

h_f = Pérdida de carga continua (m).

Q = Caudal (l/min).

D = Diámetro interior en (mm).

L = Longitud (m).

La presión representa la cantidad de energía gravitacional contenida en el agua. Para el cálculo de la línea de gradiente hidráulica se emplea la ecuación de Bernoulli. (Ministerio de Vivienda, 2018).

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

Z= Cota altimétrica

$\frac{P_1}{\gamma}$ = P presión, γ peso específico del fluido

V= Velocidad del fluido

h_f = Pérdida de carga lineal y local en el tramo 1 y 2.

XII. Redes de distribución

Es el conjunto de tuberías, válvulas, grifos, accesorios, cuyo origen está en el punto de entrada de la ciudad (final de la línea de aducción) y se desarrolla por todas las calles permitiendo llevar agua tratada a cada vivienda mediante las conexiones domiciliarias. La cantidad de agua definido por las dotaciones, contempla la condición más desfavorable, al considerar el diseño de la red mediante el consumo máximo horario (Q_{mh}). (Agüero, 1997).

La red de distribución en el ámbito rural debe cumplir los parámetros de diseño de acuerdo al Ministerio de Vivienda (2018):

Las redes de distribución se deben diseñar para el caudal máximo horario (Q_{mh}).

Los diámetros mínimos de las tuberías principales en redes cerradas son de 25mm (1") y en redes abiertas de 20mm (3/4") para ramales.

En cruces de tuberías no se debe instalar accesorios en forma de cruz y se debe realizar mediante piezas en tee.

La red de agua potable debe ubicarse con cota superior sobre red de aguas grises.
 La velocidad mínima de 0.60 m/s hasta 0.30 m/s y con velocidad máxima de 3 m/s.
 El trazado de la red se debe ubicar en terrenos públicos, evitar terrenos vulnerables.
 El material de la tubería de PVC compatible con los accesorios.
 La presión mínima de servicio en cualquier punto de la red no debe ser menor a 5mca y la presión estática no mayor de 60 mca.

i. Tipos de redes

a. Sistema abierto o ramificado

La red abierta está constituida por tuberías que tienen la forma ramificada a partir de una línea principal, aplicables en poblaciones semidispersas y dispersas, por razones topográficas o de conformación de la población no es posible un sistema cerrado.

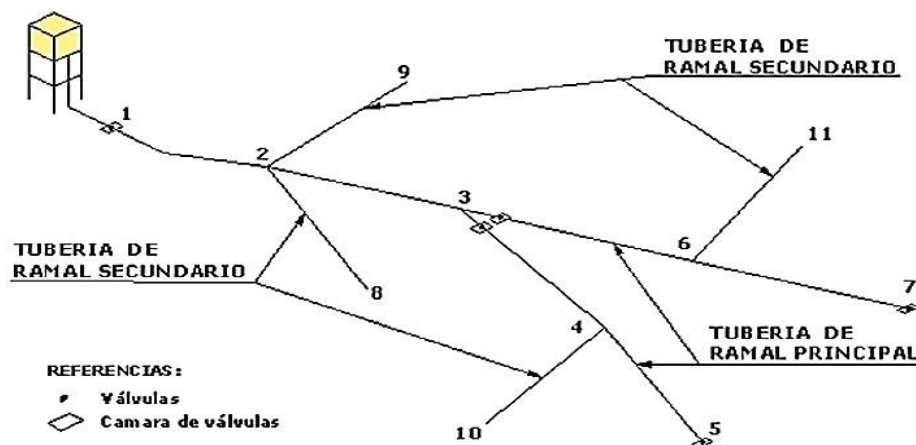


Figura 9: Red abierta o ramificada. (Fuente: Magné, 2013).

Para el cálculo de caudales en redes abiertas con más de 30 conexiones el Ministerio de Vivienda (2018) recomienda el siguiente método:

- **Método de probabilidad**

En redes ramificadas se debe determinar el caudal por ramal a partir del método de probabilidad, que se basa en el número de puntos de suministro y en el coeficiente de simultaneidad.

$$Q_{\text{ramal}} = k \sum Q_g \qquad k = \frac{1}{\sqrt{x-1}}$$

Q_{ramal} = Caudal de cada rama en l/s. x = número total de grifos en el área que

k = Coeficiente simultaneidad entre 0.2 y 1. abastece a cada ramal.

Q_g = Caudal por grifo l/s > 0.10 l/s.

El diseño hidráulico de la red abierta, puede ser realizado por las fórmulas de Flamant, Darcy- Weisbach, Hazen y Williams u otros justificados.

b. Sistema cerrado o mallada

Son aquellas redes constituidas por tuberías interconectadas formando circuitos cerrados o mallas; donde cada nodo puede ser alcanzada por más de dos tuberías, aumentando así la confiabilidad del sistema. (Ministerio de Vivienda, 2018).

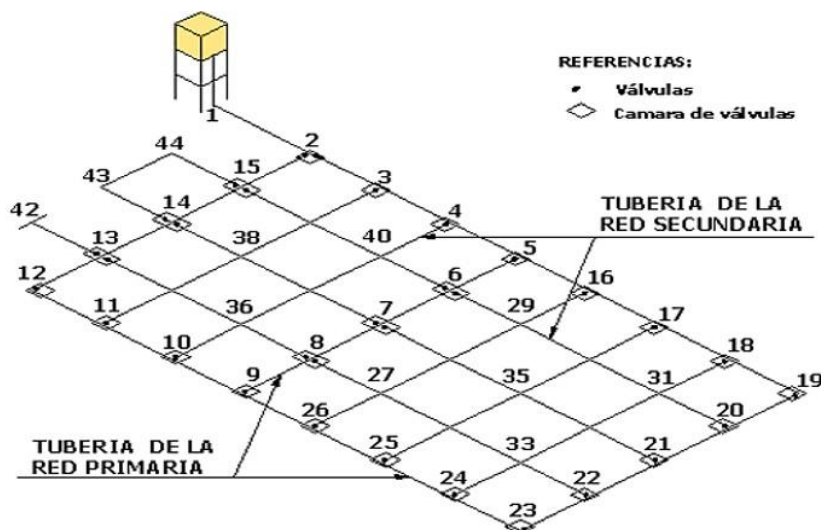


Figura 10: Red abierta o ramificada. (Fuente: Magné, 2013).

Para el cálculo de los caudales en los nudos en redes cerradas identifica los siguientes métodos:

- **Método de área unitaria**

Para la determinación de los caudales, se distribuye el caudal total de la población entre los nudos proyectados, mediante:

$$Q_u = Q_{mh}/A_t$$

Q_u = Caudal unitario en l/s.ha.

Q_{mh} = Caudal máximo horario en l/s.

$$Q_i = Q_u \cdot A_i$$

A_t = Área total de influencia en ha.

Q_i = Caudal en el nudo i en l/s.

A_i = Área de influencia del nudo i en ha.

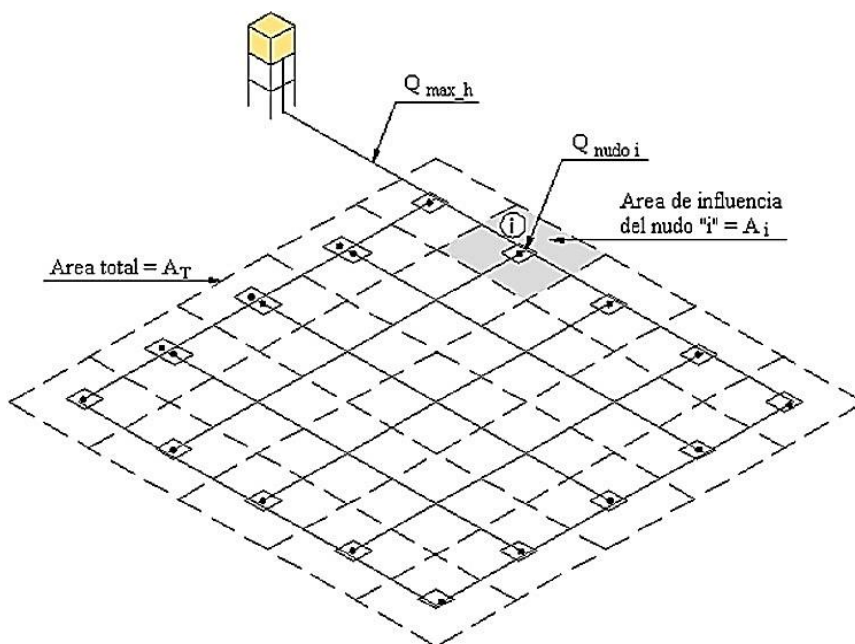


Figura 11: Método de área unitaria en red cerrada. (Fuente: Magné, 2013).

- **Método de densidad poblacional**

Para la determinación de los caudales, se distribuye el caudal total de la población entre los nudos proyectados, mediante:

$$Q_u = Q_{mh}/P_t$$

$$Q_i = Q_u \cdot P_i$$

Q_u = Caudal unitario en l/s.hab.

Q_{mh} = Caudal máximo horario en l/s.

P_t = Población total del proyecto en hab.

Q_i = Caudal en el nudo i en l/s.

P_i = Población en el área de influencia del nudo i en hab.

- **Método del número de familias**

Para la determinación de los caudales, se distribuye el caudal total de la población entre los nudos proyectados, mediante:

$$Q_u = Q_{mh}/N_t$$

$$Q_i = Q_u \cdot N_i$$

Q_u = Caudal unitario en l/s.familia.

Q_{mh} = Caudal máximo horario en l/s.

N_t = Número total de familias.

Q_i = Caudal en el nudo i en l/s.

N_i = Número de familias en al área de influencia del nudo i en familias.

Para el análisis hidráulico de una red de distribución cerrada puede utilizarse el método de Hardy cross o mediante modelo computacional.

ii. Formas de distribución

De acuerdo a las condiciones topográficas, la ubicación de la fuente de agua respecto a la red y el estanque, determina diversas formas de suministro de agua a la red. (Arocha, 1997).

a. Sistemas por gravedad

La distribución por gravedad se aplica cuando la obra de captación o tanque de almacenamiento se encuentra en un nivel superior a la red de distribución.

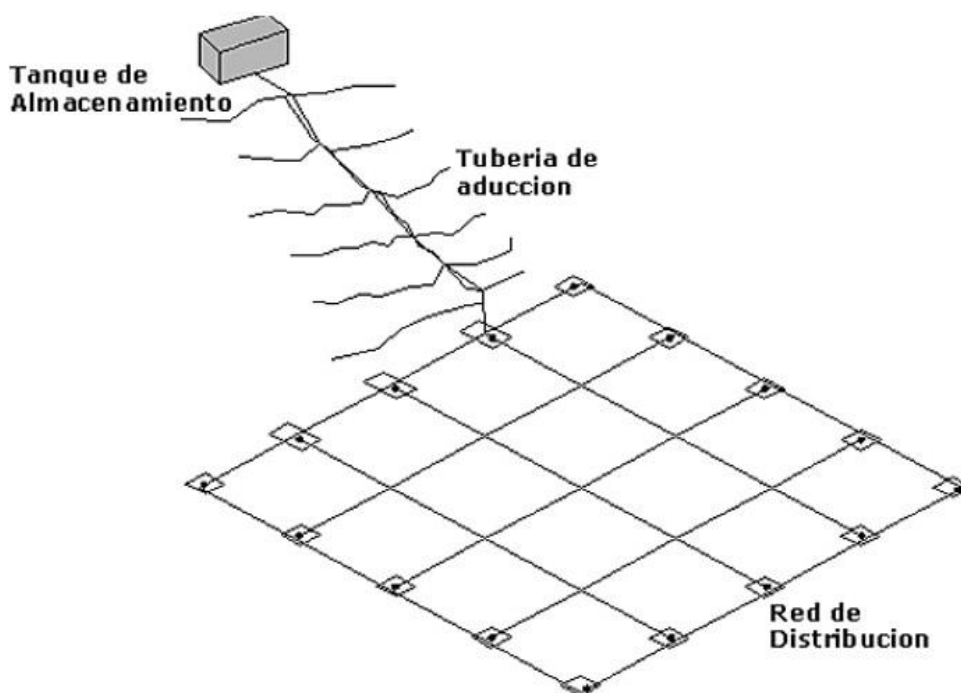


Figura 12: Aducción por gravedad. (Fuente: Magné, 2013).

b. Sistema por bombeo

La distribución por bombeo se aplica cuando la obra de captación o tanque de almacenamiento no garantiza la presión suficiente en toda la red, el cual es necesario utilizar equipos que impulsen el agua, se presentan dos casos:

Bombeo directo al estanque y distribución por gravedad.

Bombeo contra la red de distribución.

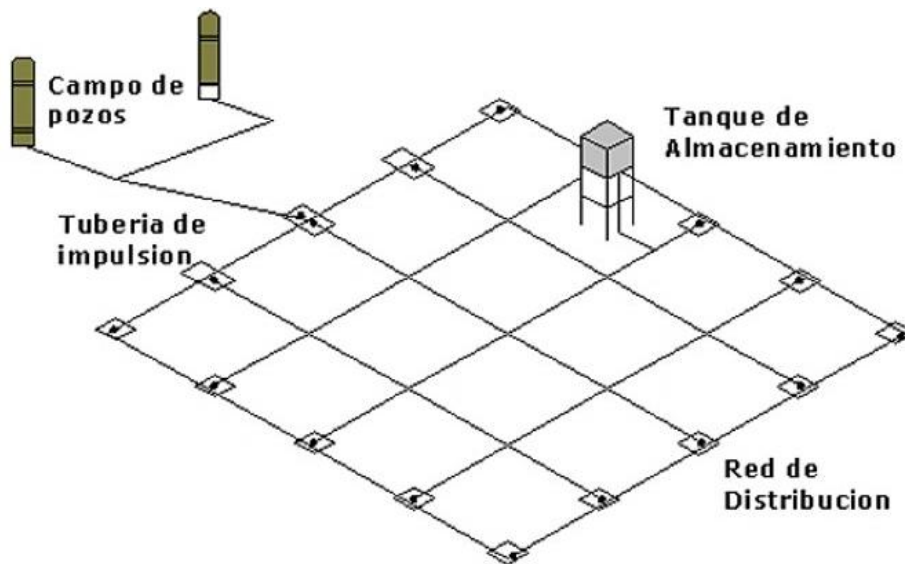


Figura 13: Bombeo directo al estanque y distribución por gravedad. (Fuente: Magné, 2013).

iii. Válvula de purga

Las válvulas de purga de lodos se ubican en los puntos de cotas más bajas, en donde se pudieron acumular sedimentos el cual provocan la reducción del área de flujo de agua, se debe considerar sistemas de purga. (Ministerio de Vivienda, 2018).

iv. Válvula de control

La ubicación y cantidad de válvulas de control se determina con la finalidad de aislar un tramo o parte de la red en caso de reparaciones o ampliaciones, manteniendo el servicio en el resto. En poblaciones concentradas debe preverse una válvula de ingreso a la red y en los puntos con un ramal de derivación importante. (Ministerio de Vivienda, 2018).

v. Tuberías

El material de las tuberías, debe escogerse de acuerdo a las características que satisfagan las necesidades del proyecto y considerando los costos iniciales, mantenimiento, seguridad de la tubería. (Magné, 2013).

De acuerdo con la Organización Panamericana de la Salud (2005), la selección de los materiales y accesorios se debe tener en cuenta:

Resistencia contra la corrosión y agresividad del suelo.

Resistencia a esfuerzos producidos por cargas tanto externas como internas.

Características del comportamiento hidráulico (presión, golpe de ariete).

Condiciones de instalación adecuada al terreno.

Condiciones económicas.

Resistencia contra la corrosión e incrustación del agua.

Vida útil de acuerdo al proyecto.

El Ministerio de Vivienda (2018), define que el material de la tubería que conforma la red de distribución debe ser de PVC y compatible con los accesorios.

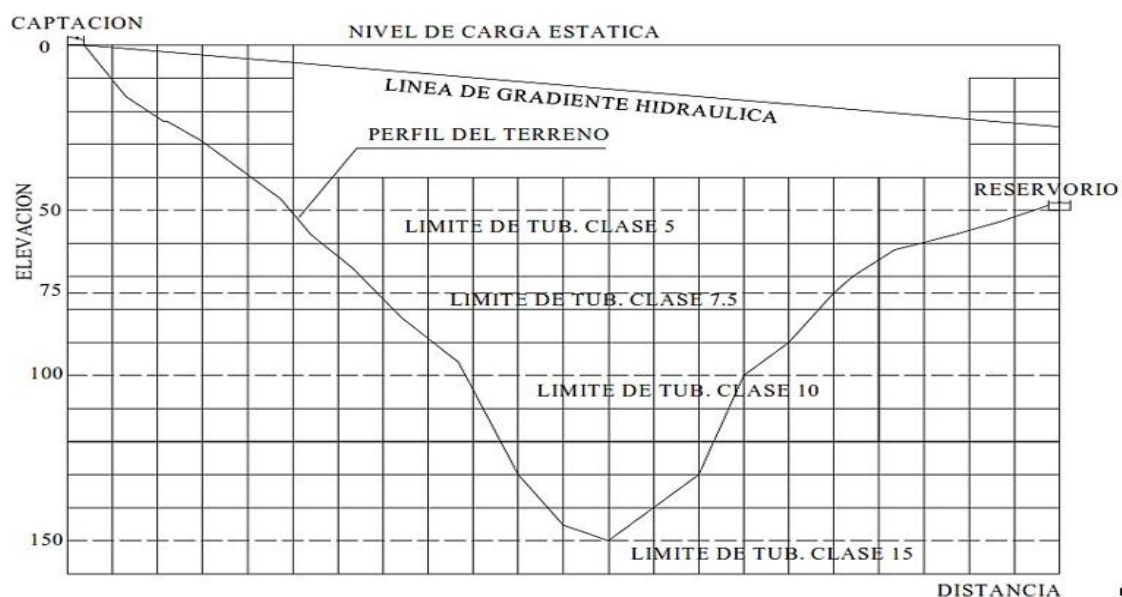


Figura 14: Presiones máximas para diferentes clases de tuberías de Pvc. (Fuente: Organización Panamericana de la Salud, 2004).

Tabla 13

Presión nominal de tuberías PVC.

Tubería	Presión Nominal (PN)		
	bar	mca	psi
Clase 5	5	50	72
Clase 7.5	7.5	75	108
Clase 10	10	100	145
Clase 15	15	150	215

Fuente: Organización Panamericana de la Salud, 2004.

a. Ubicación y profundidad de tubería

En zonas sin acceso vehicular, la profundidad mínima a la cual debe instalarse la tubería de la red de distribución debe ser de 0.30m medida de la rasante del terreno hasta la clave de la tubería, en caso se tenga tránsito vehicular la profundidad mínima deberá ser de 1m.

En las calles la distancia mínima de una tubería principal de agua potable y una tubería principal de aguas residuales es de 2m, en casos de vías peatonales un mínimo de 0.20m. (RNE OS.050, 2009).

XIII. Conexiones domiciliarias

La conexión domiciliaria de agua potable tiene como fin regular el ingreso de agua potable a una vivienda, estará ubicada entre la red de distribución y la caja de registro.

Consideraciones de diseño:

Cada vivienda debe dotarse de una conexión predial.

La conexión estará ubicada frente a la vivienda y próximo al ingreso.

El diámetro mínimo de la conexión domiciliaria de 15mm (1/2") para usuarios domésticos, en caso de usuarios con propósitos comerciales, industriales, estatales, se deben adoptar diámetros mayores.

La conexión debe contar con tubería de conexión, válvula de cierre antes y después del medidor, medidor de caudal, caja de protección.

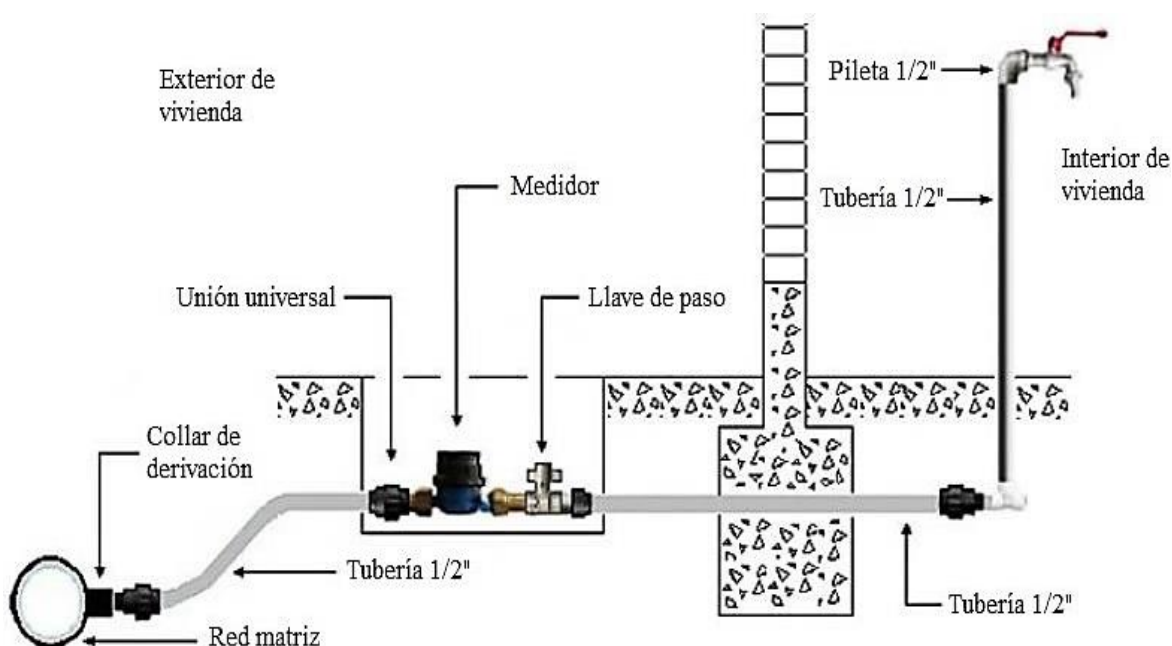


Figura 15: Conexión domiciliaria de agua potable. (Fuente: Adaptado de Magné, 2013).

XIV. Tanques de Almacenamiento

Es un elemento intermedio entre la fuente y la red de distribución, su funcionamiento permite proyectar y ofrecer un servicio continuo a la comunidad. (Arocha, 1997).

Regula la diferencia de volumen que se produce entre el ingreso de agua al tanque de almacenamiento y la salida del agua, constituida principalmente por la demanda horaria, el cual es variable durante las horas del día.

La función principal es almacenar agua cuando el suministro es menor que el consumo y entregar el déficit cuando el consumo supera al suministro. (UNI, 2005).

Es fundamental para el diseño del sistema de distribución de agua, desde el punto de vista económico y de la importancia en el funcionamiento hidráulico del sistema para un servicio eficiente. (Arocha, 1997).

Los tanques de almacenamiento cumplen tres propósitos fundamentales:

Compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día.

Mantener las presiones de servicio en la red de distribución.

Mantener almacenada cierto volumen de agua para cubrir situaciones de emergencia.

Los aspectos más importantes para el diseño de tanques de almacenamiento son:

Capacidad

Ubicación

Tipos de tanques

i. Capacidad del tanque de almacenamiento

Para determinar la capacidad del tanque de almacenamiento, Arocha (1997), identifica que se tiene que tener en cuenta los siguientes factores:

Compensación de las variaciones de consumo.

Reserva para incendios en caso requiera.

Reserva para cubrir daños e interrupciones del sistema.

Funcionamiento como parte del sistema.

El volumen total de la estructura de almacenamiento se calcula de la siguiente forma:

$$V_{\text{almacenamiento}} = V_{\text{regulación}} + V_{\text{incendios}} + V_{\text{reserva}} + V_{\text{funcionamiento}}$$

La capacidad estará determinada por el tiempo y el período de bombeo. A mayor tiempo de bombeo menor capacidad del tanque y viceversa. A medida que crece la capacidad del tanque elevado se reduce la capacidad de la cisterna, siendo constante la capacidad total. El

costo total aumenta con la capacidad del tanque. El bombeo disminuye cuando aumenta la capacidad del tanque, disminuyendo el costo del sistema de bombeo. (Organización Panamericana de la Salud, 2005).

a. Volumen de regulación

La capacidad del tanque requerido para compensar las variaciones en los consumos, se denomina de regulación. (Arocha, 1997).

Según el RNE 0S.030 (2006), el volumen de regulación será calculado con el diagrama de masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda.

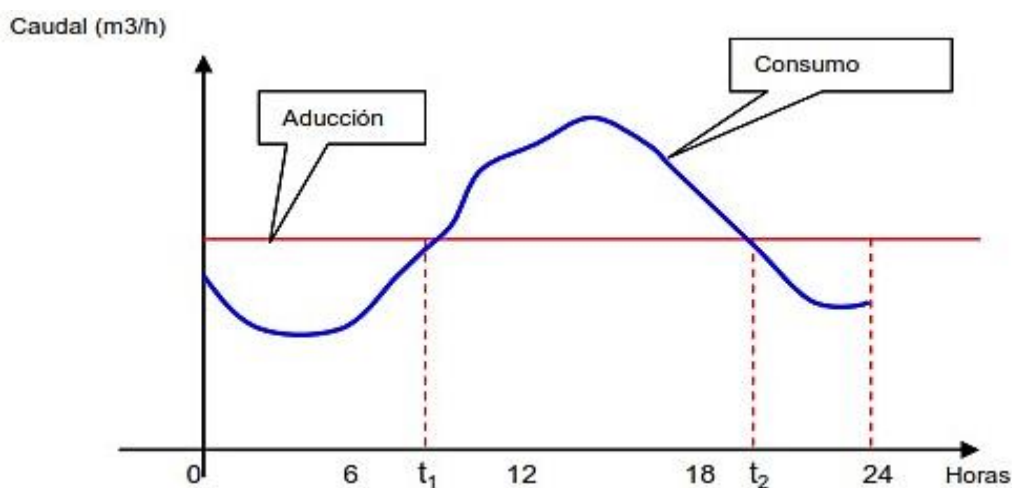


Figura 16: Diagrama de variación horaria de consumo. (Fuente: Adaptado de Arocha, 1997. Elaboración propia).

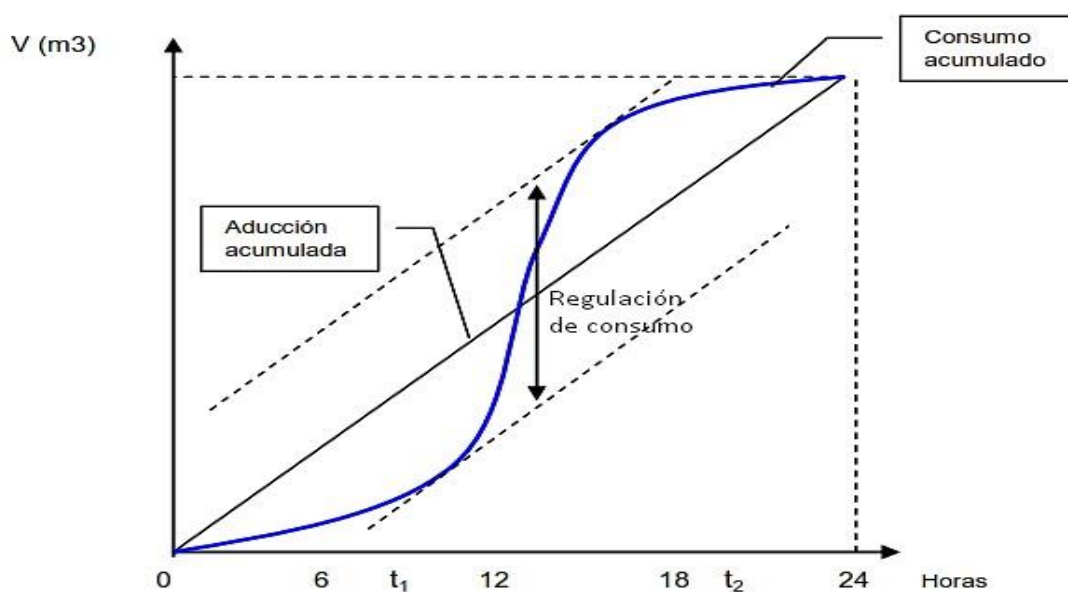


Figura 17: Diagrama masa de consumo. (Fuente: Adaptado de Arocha, 1997. Elaboración propia). Cuando se comprueba la no disponibilidad de esta información:

El RNE OS.030 (2006) para el caso urbano se deberá considerar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación, siempre que el suministro sea calculado para 24 horas de funcionamiento. En caso contrario deberá ser determinado en función al horario del suministro y en caso de bombeo al número y duración de periodos.

El Ministerio de Vivienda (2018), para el caso rural la capacidad de regulación como mínimo el 30% del promedio anual de la demanda, siempre que el suministro sea continuo. En caso discontinuo (por bombeo), al número y duración de periodos.

Tabla 14

Volumen de regulación de un tanque de almacenamiento.

Zona	Sistema continuo	Sistema discontinuo (bombeo)	
	Volumen de regulación	Volumen de regulación	Horas de bombeo (N)
Urbana	$V_{\text{regulación}} = 0.25Q_p$	$V_{\text{regulación}} = 0.25Q_p \cdot \frac{24}{N}$	16-18 horas
Rural	$V_{\text{regulación}} = 0.30Q_p$	$V_{\text{regulación}} = 0.30Q_p \cdot \frac{24}{N}$	8-12 horas

Fuente: RNE OS.030, 2006 y Ministerio de Vivienda, 2018. (Elaboración propia).

b. Volumen contra incendio

Este volumen está destinado a garantizar el abastecimiento de agua en caso de emergencia para incendios, determinado en función del tamaño de la población y el uso de la zona.

En los casos que se considere demanda contra incendio para poblaciones mayores a 10000 habitantes, el RNE OS.030 (2006) considera los siguientes criterios:

50m³ para áreas de uso netamente a viviendas.

Para uso comercial o industrial debe calcularse de acuerdo al anexo 1, considerando un volumen aparente de 3000m³ y el coeficiente de apilamiento.

$$V_{\text{incendios}} = 50 + I$$

$V_{\text{incendios}}$ = Volumen contra incendios en m³.

I = Volumen de interacción con 3000m³ con factor de apilamiento en m³.

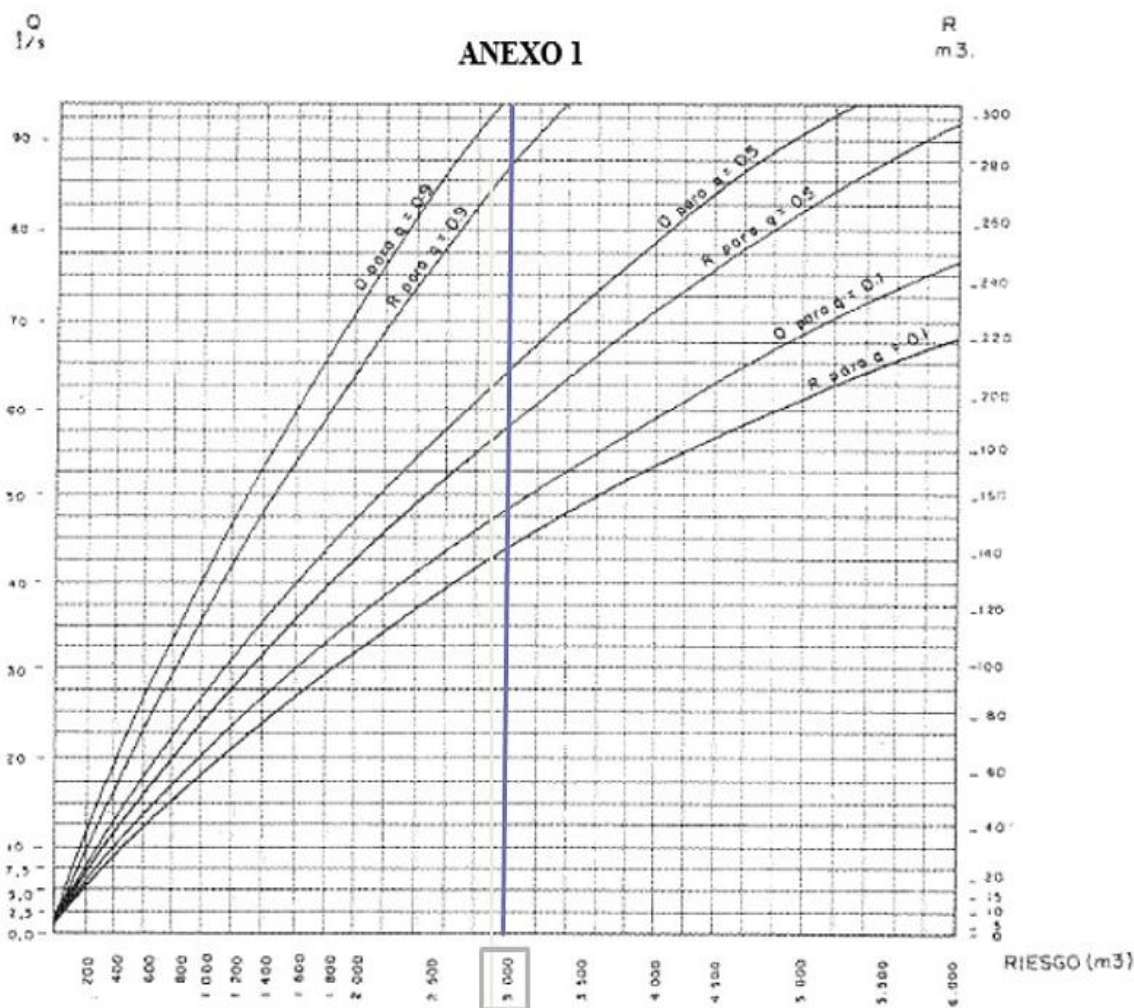


Figura 18: Gráfico para agua contra incendio de sólidos. (Fuente: RNE OS.030, 2006).

Para poblaciones menores de 10000 habitantes, no es recomendable y resulta antieconómico el proyectar demanda contra incendio. (Organización Panamericana de la Salud, 2005).

c. Volumen de reserva

Es el volumen que se prevé para el abastecimiento de agua durante las interrupciones accidentales del funcionamiento en los componentes o elementos del sistema, durante el periodo de reparación y mantenimiento, ya sea de la no disponibilidad de la fuente de abastecimiento, rotura tubería, falla del sistema de bombeo, etc. (Magné, 2013).

El volumen de reserva debe ser proporcional al tiempo que paraliza el sistema de producción, Arocha (1997) considera 2-4 horas interrupción:

$$V_{\text{reserva}} = Q \cdot T$$

Q = Caudal de conducción del agua m³/s.

T = Tiempo interrupción.

Para un sistema continuo con 2-4 horas interrupción Sedapal (2010) recomienda:

$$V_{\text{reserva}} = 7\%Q_{\text{md}}$$

V_{reserva} = Volumen de reserva m³.

Q_{md} = Caudal máximo diario m³/s.

Para un sistema discontinuo:

$$V_{\text{reserva}} = Q_b \cdot T$$

V_{reserva} = Volumen de reserva m³.

Q_b = Caudal de bombeo m³/s.

T = (Hora inicio de reparación – hora de descubrimiento de la fuga + tiempo de reparación + tiempo puesta en operación), Arocha (1997) considera un periodo máximo de 4horas.

d. Volumen de funcionamiento

El volumen de funcionamiento es el volumen muerto que no se utiliza, pero es parte del sistema y parte del volumen de almacenamiento, que garantiza la sumergencia de tuberías de salida.

Para determinar la altura de carga h sobre el eje de la tubería, que permita el paso del caudal de diseño Q_{mh} , se aplica la fórmula de gobierno del paso del agua por orificios. (Azevedo, 1998).

$$h = \left(\frac{Q_{\text{mh}}}{C_d \cdot A_t} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

Q_{mh} = Caudal máximo horario m³/s.

C_d = Coeficiente de descarga.

A_t = Área de la sección de la tubería en m².

g = Gravedad en m/s²

Tabla 15*Coefficientes de descarga para tubos pasa muros (Cd).*

	D L	0.30	0.45	0.60	0.90	1.20	1.50	1.80
			3	0.86	0.89	0.91	0.92	0.93
Tubos pasa muros con entrada biselada	6	0.79	0.84	0.87	0.90	0.91	0.92	0.93
	9	0.73	0.80	0.83	0.87	0.89	0.90	0.91
	12	0.68	0.76	0.80	0.85	0.88	0.89	0.90
	15	0.65	0.73	0.77	0.83	0.86	0.88	0.89
	3	0.80	0.81	0.80	0.79	0.77	0.76	0.75
Tubos pasa muros con entrada viva	6	0.74	0.77	0.78	0.77	0.76	0.75	0.74
	9	0.69	0.73	0.75	0.76	0.75	0.74	0.74
	12	0.65	0.70	0.73	0.74	0.74	0.74	0.73
	15	0.62	0.68	0.71	0.73	0.73	0.73	0.72

Fuente: Azevedo, 1998.

El volumen de funcionamiento se podrá calcular con la fórmula:

$$V_{\text{funcionamiento}} = 15\%(A_f \cdot H)$$

$$H = h + \frac{d}{2} + h_1$$

A_f = Área fondo de cuba
 H = Altura de agua
 h = Altura de agua sobre el eje de la tubería
 d = Diámetro de la tubería de salida
 h_1 = Altura mínima de 0.10m.

ii. Ubicación del tanque de almacenamiento

La ubicación del tanque de acuerdo a la Organización Panamericana de la salud (2005), está determinada principalmente para garantizar las presiones en la red dentro de los límites de servicio. La presión dinámica en la red debe estar referida al nivel de agua mínimo del tanque, la presión estática al nivel de agua máximo.

Es recomendable ubicar el reservorio próximo a la fuente de abastecimiento o de la planta de tratamiento y cerca de la zona de mayor consumo.

El área para la ubicación del tanque no debe situarse en lugares que constituyan escurrimiento natural de aguas de lluvia.

El Ministerio de Vivienda (2018) determina que el tanque se debe ubicar en una cota topográfica que garantice la presión mínima en el punto más desfavorable de la red.

La Organización Panamericana de la salud (2005) describe que de acuerdo a la ubicación del tanque son de dos tipos:

a. Cabecera

Se alimentan de la fuente o PTAP mediante gravedad o bombeo, sostienen y abastecen directamente a la red de distribución.

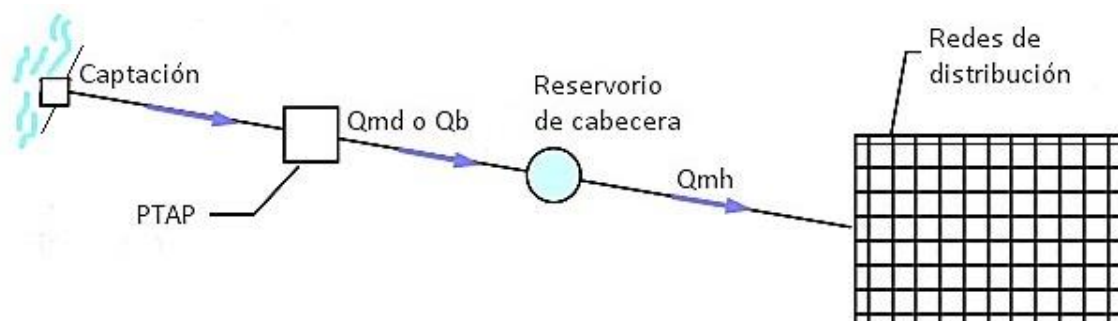


Figura 19: Reservorio de cabecera. (Fuente: Adaptado de Moya (2000). Elaboración propia).

Para zonas rurales el Ministerio de Vivienda (2018) define que el tanque se diseñe exclusivamente como tipo cabecera.

b. Flotante o compensación

Se ubican en la parte más alejada de la red con relación al PTAP, se alimenta por gravedad o bombeo. Brinda apoyo al reservorio principal por la gran capacidad de consumo existente en la red, almacenan agua en las horas de menor consumo y auxilia el abastecimiento de la red en las horas de mayor consumo.

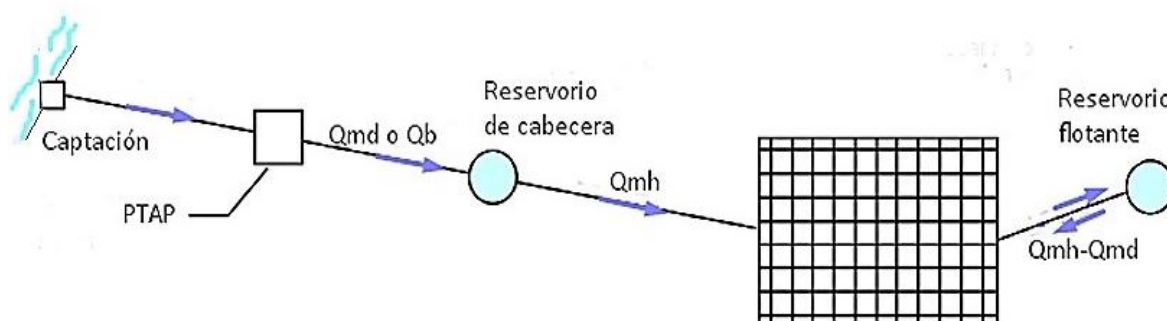


Figura 20: Reservorio de compensación. (Fuente: Adaptado de Moya (2000). Elaboración propia).

iii. Tipos de tanques

La selección del tipo de tanque depende del material disponible en la región de las condiciones topográficas y de la disponibilidad del terreno. (Comisión Nacional del agua, 2007).

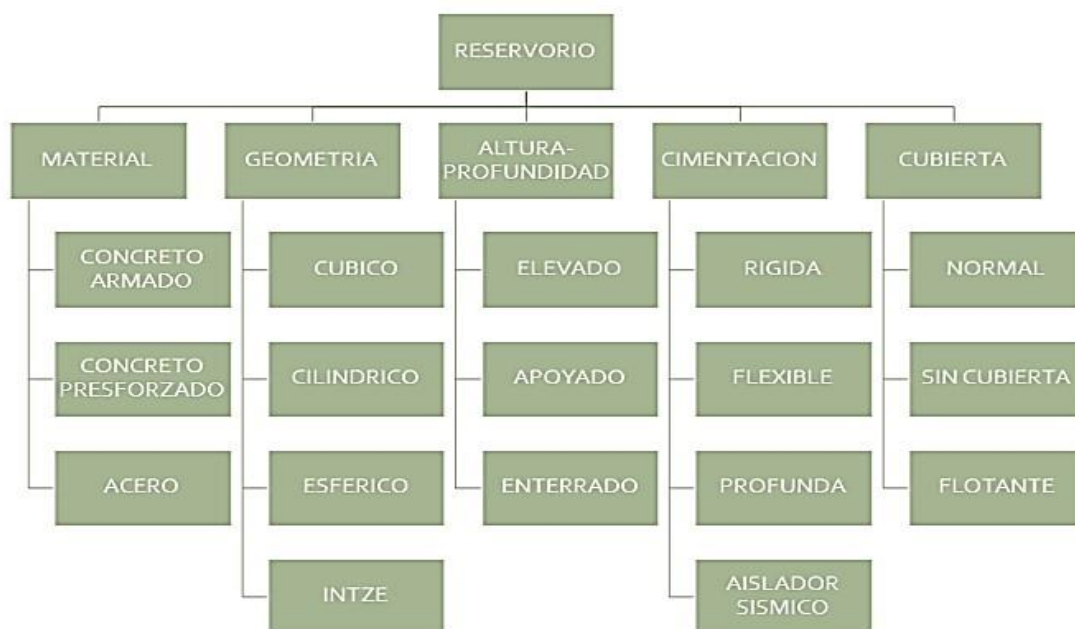


Figura 21: Clasificación de los tanques o reservorios. (Fuente: Quispe,2013).

Los tanques de almacenamiento respecto al nivel del terreno pueden ser enterrados o semienterrados, apoyados y elevados. (Agüero, 1997).

a. Tanques enterrados o semienterrados

Son aquellos depósitos de agua totalmente enterrados o semienterrados, se les conoce también como cisternas.

- **Enterrados**

Estos tanques se construyen completamente bajo el nivel del suelo. Se emplean cuando el terreno tiene una cota adecuada para el funcionamiento de la red de distribución y de fácil excavación.

Tienen la principal ventaja de proteger el agua de las variaciones de temperatura y una perfecta adaptación al entorno. Tienen el inconveniente de requerir mayores excavaciones tanto para el propio tanque como para todas sus instalaciones de conexión con la red de

distribución y la línea de conducción; también, la dificultad de control de posibles filtraciones que se presenten. (Comisión Nacional del agua,2007).

- **Semienterrados**

Los tanques semienterrados tienen parte de su estructura bajo el nivel del terreno y otra parte encima de la superficie. Se emplean cuando la altura topográfica respecto al punto de alimentación es suficiente y el terreno presenta dificultad de excavación. Posibilita un fácil acceso a las instalaciones del propio tanque. (Comisión Nacional del agua,2007).



Figura 22: Reservorio semienterrado. (Fuente: UNI, 2005).

En reservorios enterrados y semienterrados la forma más empleada es la rectangular, cubica y la forma cilíndrica, siendo los materiales más usados la mampostería de piedra, ladrillo, concreto armado. Se calculan considerando el empuje de terreno en la condición de vacío. (Moya, 2000).

El Ministerio de Vivienda (2018) para zonas rurales, describe un tanque cisterna semienterrado con dos ambientes, una donde se almacena el volumen útil de agua para consumo humano y el otro para la caseta de bombeo, que albergara al sistema de bombeo y tableros eléctricos.

b. Tanques apoyados o superficiales

Son construidos sobre la superficie del terreno. Es conveniente cuando el terreno es duro y se desee mantener la altura de presión por la topografía del terreno.

Los tanques superficiales se sitúan sobre el terreno en la cercanía de la zona permitiendo que la diferencia de nivel del piso del tanque con respecto al punto más alto por abastecer sea de 15 m y la diferencia de altura entre el nivel del tanque en el nivel máximo de operación y el punto más bajo por abastecer sea de 50 m. (Comisión Nacional del agua,2007).



Figura 23: Reservorio apoyado. (Fuente: Carhuapoma & Chahuayo, 2019).

Los reservorios apoyados pueden ser de albañilería, concreto armado, metálico. Son generalmente rectangulares o cúbicos y cilíndricos. (Agüero, 1997).

c. Tanques elevados

Los tanques elevados son estanques de almacenamiento que se encuentran por encima del nivel del terreno natural y se sustentan a partir de una estructura.

Son proyectados en localidades con topografía plana donde no se dispone en su cercanía de elevaciones naturales con altimetría apropiada. (Comisión Nacional del agua,2007).

Los tanques elevados cumplen dos propósitos fundamentales que es de compensar las variaciones de consumo que se producen durante el día y mantener las presiones de servicio en la red. (Organización Panamericana de la Salud, 2005).

Constan de dos partes, el tanque de almacenamiento o cuba y la estructura de soporte o fuste, puede ser del tipo cilíndrico o tronco cónico; el cual, es empleado en reservorios de gran

capacidad o por columnas arriostradas usadas en reservorios medianos y pequeños. Generalmente tienen forma esférica, cilíndrico, paralelepípedo. Se construyen metálicos, de concreto armado, pretensado, postensado, ferrocemento, otros. (Organización Panamericana de la Salud, 2005).



Figura 24: Izquierda Reservorio elevado tipo cilíndrica, derecha Reservorio elevado tipo cónico. (Fuente: Quezada Vera & Salinas Palacios, 2014).



Figura 25: Izquierda Reservorio elevado aporcado tipo esférico, derecha aporcado tipo cilíndrico. (Fuente: Vértiz, 2018).



Figura 26: Izquierda Reservorio elevado tipo copa, derecha Reservorio elevado metálico tipo ovalado. (Fuente: Vértiz, 2018).

- **Tanque elevado tipo Intze**

Los reservorios o tanques de gran capacidad deben ser provistos de un fondo abovedado que trabaje a compresión, así evitar el uso de losas planas que requieren colocar vigas de apoyo.

En el fondo del tanque se coloca una viga circular armada que absorbe el empuje lateral generado por la bóveda. Para tanques de diámetros mayores se proyecta tanques tipo Intze de modo que el empuje generado por la bóveda es compensado por el empuje del fondo exterior generando menos espesores y un ahorro en concreto. (Organización Panamericana de la salud, 2005).

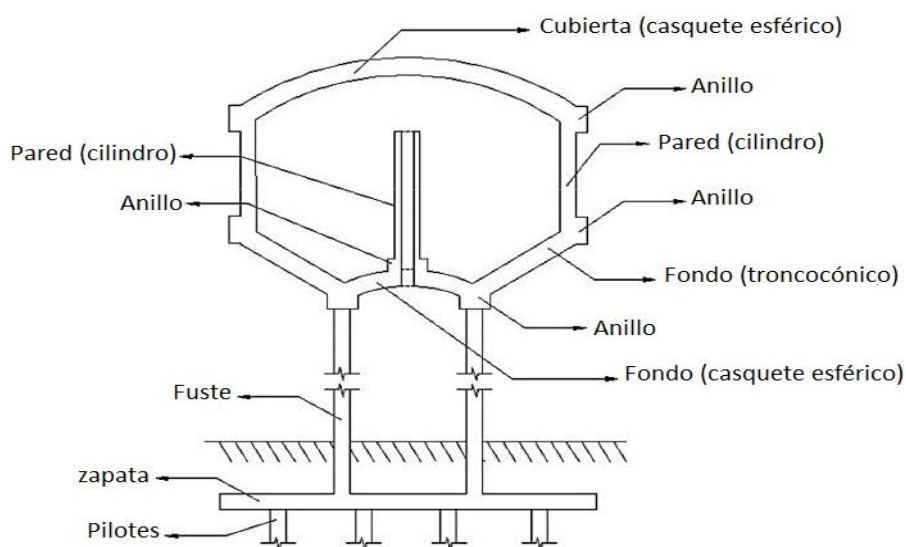


Figura 27: Reservorio elevado tipo Intze. (Fuente: Villagómez, 2014).

1.7.2.4 Análisis estructural

1.7.2.4.1 Normas de diseño

Las estructuras contenedoras de líquidos se analizarán y diseñarán de acuerdo a reconocidas normas internacionales y a las indicaciones del Reglamento Nacional de edificaciones (RNE), debe entender que el reglamento peruano no dispone de una norma para el análisis sísmico de este tipo de estructuras.

I. Normas internacionales

i. *Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary (ACI 350-06)*

Abarca el diseño estructural, materiales y construcción de estructuras ambientales de concreto armado como estructuras de almacenamiento, aguas residuales, residuos sólidos.

ii. *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Commentary (ACI 350.3-06)*

Determina los procedimientos para el análisis y diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquidos.

II. Normas Nacionales

i. Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) - Estructuras

El reglamento peruano en el capítulo de estructuras dispone de las normas, de carga (E.020), diseño sismo resistente (E.030), suelos y cimentaciones (E.050), diseño sismorresistente (E.060), indispensable para tomar en cuenta ciertos parámetros para el análisis y diseño de la estructura. Para el caso de estructuras especiales reservorios, puentes, muelles, plantas nucleares, se requiere consideraciones adicionales que complementen a las normas.

1.7.2.4.2 Materiales

Los materiales que se utilicen deberán cumplir las exigencias de acuerdo al código ACI350-06 (2006).

I. Concreto armado

El ACI350-06 (2006), recomienda las siguientes propiedades para el concreto considerando una cuantía mínima de acero.

Peso específico del concreto:	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
Módulo de poisson del concreto:	$\nu_c = 0.2 \text{ ó } 0$
Resistencia a la compresión del concreto	$f'_c = 4000 \text{ Psi o } 280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 252671.3280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de corte del concreto:	$G_c = 105279.7200 \text{ kg/cm}^2$

El módulo de elasticidad del concreto, según el ACI350-06 es igual:

$$E_c = 57000 \sqrt{f'_c} \text{ (Psi)} \quad E_c = 15100 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

El módulo de corte del concreto, es igual:

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu)} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

II. Acero de refuerzo

El ACI350-06 (2006), recomienda las siguientes propiedades para el acero, nos indica una cuantía mínima de refuerzo por contracción y temperatura, de acuerdo a la tabla 16, en el cual, recomienda usar barras de acero corrugado grado 60, debido que tiene mayor adherencia con el concreto que la barra lisa.

Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 60000 \text{ Psi o } 4200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s = 29000000 \text{ Psi o } 2038901.915 \text{ kg/cm}^2$

Tabla 16

Cuantías mínimas de acero de refuerzo por contracción y temperatura.

Longitud entre juntas (m)	Cuantía mínima de acero por contracción y temperatura	
	Grado 40 $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$	Grado 60 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
Menos de 6	0.003	0.003
Entre 6 y 9	0.004	0.003
Entre 9 y 12	0.005	0.004
Mas de 12	0.006 máxima cuantía	0.005 máxima cuantía

Fuente: Adaptado de la tabla 7.12.2.1 ACI350-06, 2006.

Tabla 17*Características de las barras de acero.*

Denominación #	Diámetro Ø	Diámetro d _b (cm)	Área A _b (cm ²)	Peso (Kg/m)
2	1/4	0.64	0.32	0.25
3	3/8	0.95	0.71	0.56
4	1/2	1.27	1.29	0.99
5	5/8	1.59	2.00	1.55
6	3/4	1.91	2.84	2.24
7	7/8	2.22	3.87	3.04
8	1	2.54	5.10	3.97
9	1 1/8	2.86	6.45	5.06
10	1 1/4	3.19	8.19	6.40
11	1 3/8	3.58	10.06	7.91

Fuente: Adaptado de Harmsen, 2002.

1.7.2.4.3 Espesores mínimos

El ACI350-06 (2006), recomienda los espesores mínimos para estructuras contenedoras de líquidos:

Espesor mínimo de muros no menor a 8" o 20cm.

Muros con altura mayor a 3m utilizar espesor de muro mínimo de 12" o 30cm.

Utilizar barra de acero mínimo de Ø 1/2".

Espaciamiento máximo de acero de refuerzo 12" o 30cm.

Espesor mínimo de losa de 4" o 10 cm con una capa de acero.

Espesor mínimo de losa de 6" o 15 cm con acero superior e inferior.

1.7.2.4.4 Recubrimientos mínimos

El recubrimiento mínimo de concreto de protección para el acero de refuerzo, el ACI350-06 (2006), recomienda para el concreto los recubrimientos mínimos de acuerdo a la tabla.

Tabla 18

Recubrimientos mínimos de concreto para el refuerzo.

Condiciones	Recubrimiento mínimo (cm)
Losas	
- Condiciones secas:	
Barras #11 y menores	2
Barras #14 a #18	4
- Concreto expuesto a tierra, agua, intemperie:	
Barras #5 y menores	4
Barras #6 a #18	5
Muros	
- Condiciones secas:	
Barras #11 y menores	2
Barras #14 a #18	4
- Concreto expuesto a tierra, agua, intemperie:	
Tanques circulares	5
Otros	5
Vigas y columnas	
- Condiciones secas:	
Estribos, espirales	4
Refuerzo primario	5
- Concreto expuesto a tierra, agua, intemperie:	
Estribos, espirales	2
Refuerzo primario	6
Zapatas y plateas	
En la superficie y fondo de losas de concreto	5
Superficies de concreto contacto contra terreno	7.5
Parte superior de zapatas y zapatas sobre pilotes	5

Fuente: Adaptado del capítulo 7.7.1 ACI350-06, 2006.

1.7.2.4.5 Cargas de diseño

El ACI350-06 (2006), considera para el análisis y diseño de estructuras contenedoras de líquidos las cargas de:

Carga muerta (D)

Carga viva (L)

Carga viva de techo (Lr)

Carga por presión de fluidos (F)

Carga por presión del suelo, agua en tierras, otros materiales (H)

Carga por sismo (E)

Carga de lluvia (R)

Carga de nieve (S)

Carga de viento (W)

Fuerza debido a la retracción, contracción, temperatura del concreto (T)

Las estructuras estarán sometidas durante su vida útil a las siguientes cargas descritas por el RNE E.020 y ACI350-06.

I. Carga muerta (D)

Considera el peso propio de la estructura, el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos y otros elementos soportados por la edificación que sean permanentes.

II. Carga viva (L)

Comprende las cargas de equipos, ocupantes, materiales y otros elementos móviles que actúan sobre la estructura.

III. Carga viva de techo (Lr)

Comprende las cargas vivas que actúan sobre el techo de la estructura:

Techos horizontales hasta 3° de inclinación (100kg/m²).

Techos horizontales mayor 3° de inclinación (100kg/m²-5kg/m² por cada grado mayor).

Techos curvos (50kg/m²).

Techo cobertura liviana (30kg/m²).

Techo con jardín (100kg/m²), de uso común o público (400kg/m²).

IV. Carga por presión de fluidos (F)

Producida por la masa de agua contenida en el tanque que ejerce una presión sobre los elementos en contacto con el fluido incrementándose a medida que aumenta la profundidad.

Presión del agua: $P_w = \gamma_w \cdot H_w$

γ_w = Peso específico del agua 1000 (kg/m³)

H_w = Altura del agua (m)

V. Carga por presión del suelo, agua en tierras, otros materiales (H)

Producida por la presión del suelo, sean cargas verticales, sobrecarga, laterales, presión hidrostático correspondiente al máximo nivel freático probable, ejercidos a los elementos en contacto con el suelo.

Presión del suelo: $P_s = K \cdot \gamma_s \cdot H_s$

Con presencia del nivel freático:

Presión del suelo saturado: $P_{\text{sat}} = K \cdot \gamma_s \cdot H_s + K(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H_{\text{sat}}$

Presión del nivel freático: $P_{\text{nf}} = \gamma_w \cdot H_{\text{sat}}$

Con presencia de sobrecarga:

Presión por sobrecarga: $P_{s/c} = q \cdot K$

γ_s = Peso específico del suelo (kg/m³)

ϕ_s = Ángulo de fricción del suelo

q = sobrecarga (kg/m²)

K = Coeficiente de presión lateral del suelo (K_o o K_a o K_p)

H_s = Altura del suelo (m)

H_{sat} = Altura del suelo saturado (m)

Según Das (2012), de acuerdo a la teoría de Rankine, el empuje lateral del suelo depende de la profundidad, peso específico del suelo y coeficiente de presión lateral del suelo (K) que puede ser activo (K_a), pasivo (K_p) y reposo (K_o).

Empuje en reposo del suelo, el muro o elemento de contención se considera restringido al movimiento, corresponde K_o .

$$E_s = \frac{1}{2} K_o \cdot \gamma_s \cdot H_s^2 \quad K_o = 1 - \text{sen} \phi_s$$

Empuje activo del suelo, el muro o elemento de contención se puede inclinar por el suelo restringido, corresponde K_a .

$$E_s = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_s \cdot H_s^2 \quad K_a = \frac{1 - \text{sen} \phi_s}{1 + \text{sen} \phi_s}$$

Empuje pasivo del suelo, el muro o elemento de contención se puede empujar hacia el suelo retenido, corresponde K_p .

$$E_s = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma_s \cdot H_s^2 \quad K_p = \frac{1 + \text{sen} \phi_s}{1 - \text{sen} \phi_s}$$

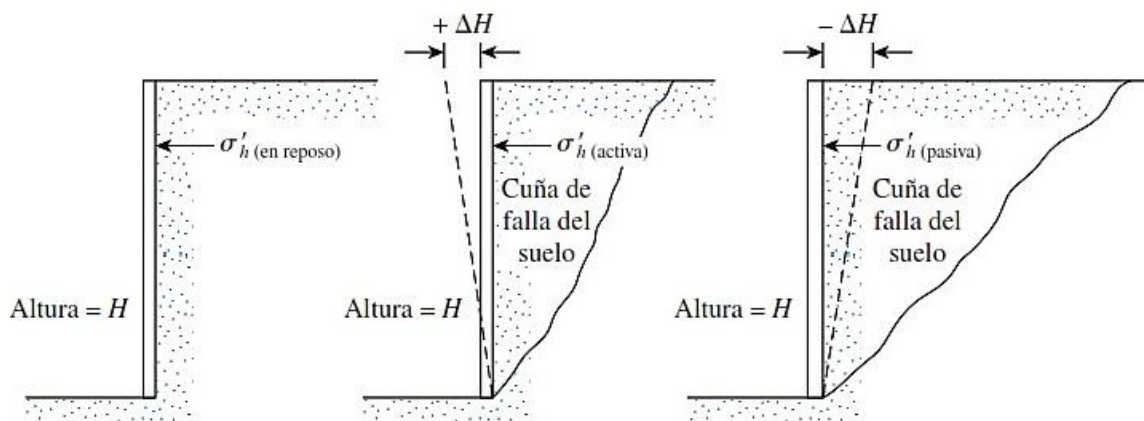


Figura 28: Empuje lateral del suelo. (Fuente: Das, 2012).

VI. Carga por sismo (E)

Considera a las cargas que generan aceleraciones en la masa de la estructura y por tanto fuerza inercial.

1.7.2.4.6 Resistencia y servicio

Para el diseño de los elementos estructurales se toma el criterio de diseño por resistencia última, consiste en obtener resistencia de diseño de por lo menos igual a la resistencia última requerida, que se obtiene al amplificar las cargas actuantes en los elementos estructurales mediante los factores establecidos en el ACI350-06 y adaptados a la norma RNE E.060 (2009).

$$\phi R_n \geq R_u$$

ϕR_n = Resistencia de diseño

R_u = Resistencia última o requerida

R_n = Resistencia nominal

ϕ = Factor de reducción de resistencia

Las estructuras y elementos estructurales deben cumplir los requisitos de la norma, para garantizar un comportamiento adecuado bajo cargas de servicio.

I. Factor de reducción de resistencia

El ACI350-06 y adaptados a la norma RNE E.060 (2009), se indican los factores de reducción de resistencia.

Tabla 19

Factores de reducción de resistencia.

Solicitación	Factor de reducción ϕ
Flexión sin carga axial	0.90
Flexión con carga axial de tracción	0.90
Compresión y flexo compresión, elementos con estribos	0.70
Compresión y flexo compresión, elementos con espirales	0.75
Cortante y torsión	0.85
Cortante en concreto (aplastamiento del concreto)	0.70

Fuente: Adaptado del RNE E.060, 2006.

II. Combinaciones de carga

El ACI350-06 (2006), recomienda las siguientes combinaciones de carga para el diseño de estructuras que almacenan líquidos y están expuestas al medio ambiente.

$$U_1 = 1.4(D + F)$$

$$U_2 = 1.2(D + F + T) + 1.6(H + L) + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U_3 = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L+0.8W)$$

$$U_4 = 1.2D + 1.6W + L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$U_5 = 1.2D + E + L + 0.2S$$

$$U_6 = 0.9D + 1.2F + 1.6W + 1.6H$$

$$U_7 = 0.9D + 1.2F + E + 1.6H$$

Combinación por Envoltente:

La combinación de carga por envoltente corresponde a los valores máximos de casos de carga involucrados, mediante factores de escala, que pueden ser positivos o negativos.

$$\text{Envoltente (E)} = U_1 + U_2 + U_3 + U_4 + U_5 + U_6 + U_7$$

Combinación por servicio:

Se considera la combinación de carga por servicio para el dimensionamiento de elementos por carga de servicio, la verificación de las presiones en la base, esfuerzo admisible del suelo y el análisis de la cimentación, de acuerdo al RNE E.020 (2006):

$$S_1 = D + L + F$$

$$S_2 = D + F + 0.7L + 0.525E$$

1.7.2.4.7 Factor de durabilidad

El factor de durabilidad ambiental permite obtener valores adecuados para estructuras ambientales, en el que el agrietamiento es el parámetro más importante para el diseño y la vida útil de la estructura. (Matiz, 2011).

De acuerdo al ACI350-06 (2006), la resistencia requerida debe ser multiplicada por el factor de durabilidad (Sd), con el propósito de reducir esfuerzos de tensión en el acero, de manera que se consideren rangos aceptables para el control de agrietamiento del concreto.

El factor de durabilidad se define como:

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1$$

$$\gamma = \frac{\text{carga factorada}}{\text{carga sin factorar}}$$

Sd = Factor de durabilidad sanitaria

ϕ = factor de reducción de resistencia

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero 60000 Psi.

f_s = Esfuerzo de tensión permisible en el refuerzo (Psi)

γ = Factor de carga combinado

El esfuerzo permisible (f_s) limita la fluencia del acero para evitar el agrietamiento excesivo en estructuras contenedoras de líquidos de acuerdo al tipo de esfuerzo tracción, corte, flexión para exposiciones normal y severa.

Tabla 20

Esfuerzo de tensión permisible en el refuerzo, según exposición ambiental.

Tipo de esfuerzo	Exposición ambiental	f _s Esfuerzo permisible (Psi)
Esfuerzo de tensión directa y por gancho	Normal	20 000
	Severa	17 000
Esfuerzo de cortante resistido por el refuerzo a cortante	Normal	24000
	Severa	20000

Fuente: Adaptado del capítulo 9.2.6 ACI350-06, 2006.

El ACI350-06 (2006), para la retención de líquidos, define la exposición ambiental normal como la exposición a líquidos con pH mayor a 5 o soluciones de sulfato menores a 1000ppm.

1.7.2.4.8 Tipos de apoyo en la base del Tanque

De acuerdo al ACI350.3-06 (2006), las estructuras apoyadas sobre el terreno, tanto enterradas, semienterradas y superficiales, se puede diferenciar teniendo en cuenta la geometría, método de construcción y la conexión muro – cimentación.

Tabla 21

Tipos de apoyo en la base de tanques soportados en terreno.

Tanque	Tipo de concreto	Tipo de apoyo en la base
Rectangular	Concreto armado	Base empotrado
	Concreto armado	Base articulado
	Concreto armado	Base empotrado
	Concreto armado	Base articulado
Circular	Concreto presforzado	Base flexible:
		Anclado
		No anclado – confinado
		No anclado – no confinado

Fuente: Adaptado del capítulo 2.1.1 ACI350.3-06, 2006.

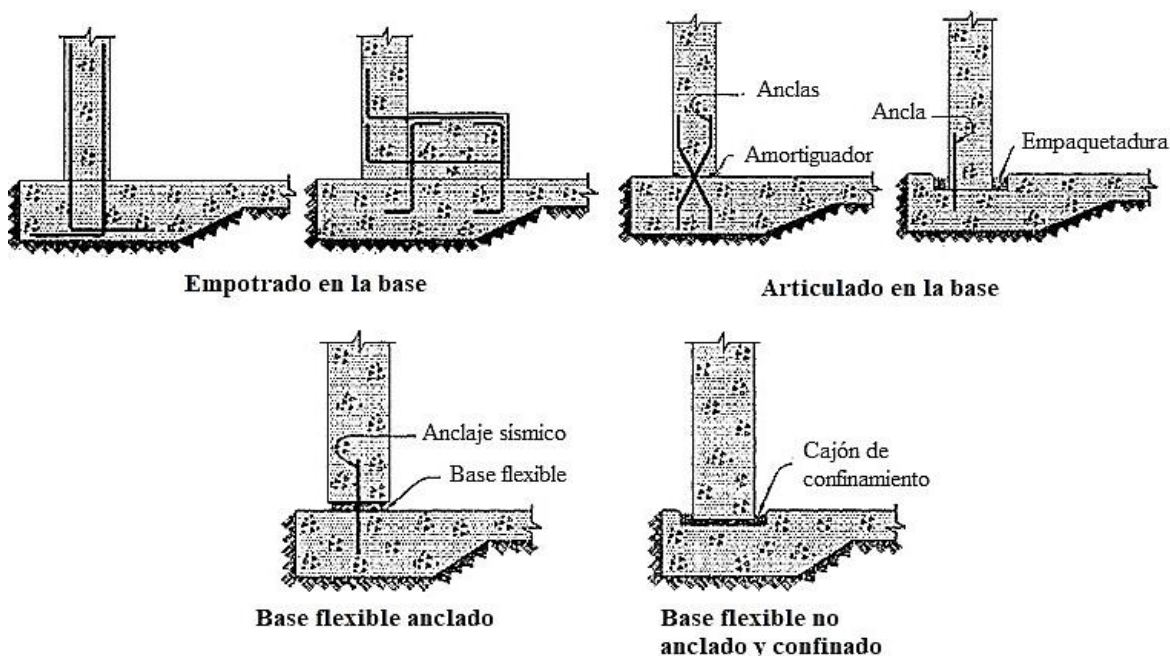


Figura 29: Tipos de apoyo en la base de tanques. (Fuente: Adaptado del capítulo 2.1.1 ACI350.3-06, 2006).

1.7.2.4.9 Determinación de la forma del reservorio

I. Cisterna

En reservorios enterrados y semienterrados la forma más empleada es la rectangular o cilíndrica. En el funcionamiento estructural como afirma Pavón (2001), de depósitos rectangulares o cuadrados predomina la flexión – tensión y en los cilíndricos predomina la tensión radial o circunferencial. En ambos casos la principal acción sobre los muros es el empuje hidrostático del agua de adentro hacia afuera y los empujes exteriores del suelo y del agua freática, si el depósito es enterrado o semienterrado.

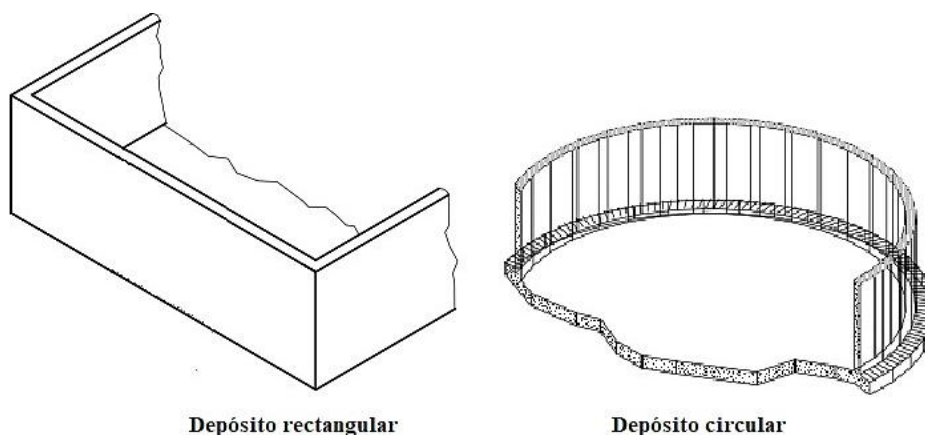


Figura 30: Depósito rectangular y circular. (Fuente: Adaptado de Pavón, 2001).

Durante el proceso de diseño Harmsen (2002) señala, que se debe verificar la carga que transmite al terreno no sobrepase la capacidad portante; así mismo, en presencia del nivel freático, se debe verificar la estabilidad bajo la condición de tanque vacío, en caso no se cumpla se puede incrementar los espesores o disponer aletas en el perímetro de la cimentación.

Durante el análisis y diseño se deben incluir las siguientes condiciones de carga, esto depende de las condiciones en las que se encuentra el tanque durante su construcción y su vida útil. (Arévalo & Barahona, 2013).

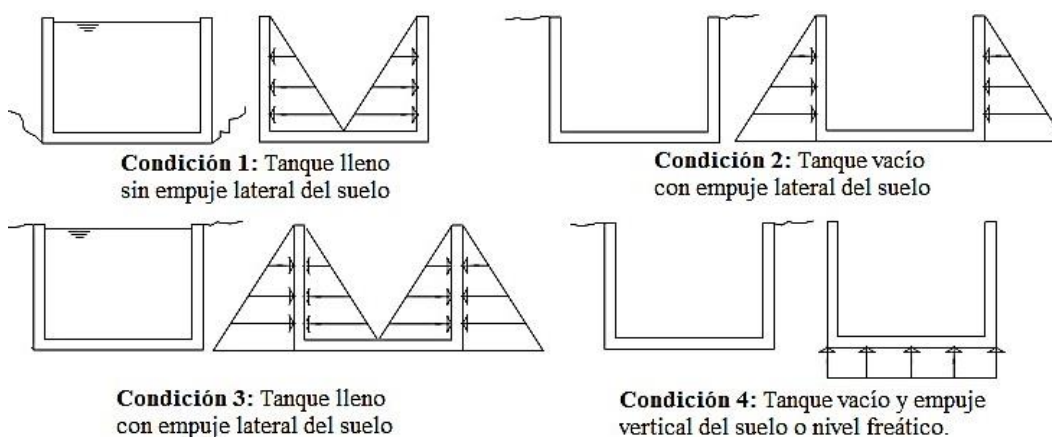


Figura 31: Condiciones de carga en tanques enterrados. (Fuente: Adaptado de Arévalo & Barahona, 2013. Elaboración propia).

II. Tanque elevado

Los tanques elevados, son estructuras con gran masa concentrada en la parte superior y una estructura de soporte flexible (arriostrados por columnas) o rígido (cilíndrico), el cual, la condición más crítica para el soporte es la que incluye la fuerza sísmica (Harmsen, 2002).

La forma del reservorio en honor al ingeniero hidráulico Otto Intze, con el fin de mejorar el comportamiento estructural de los tanques planteó el fondo tipo Intze y realiza una disposición geométrica de los elementos procurando que trabajen a compresión, el cual, permite optimizar los espesores de los elementos y tener acero mínimo. (Quispe, 2013).

De acuerdo a Harmsen (2002), señala que el empuje generado por el fondo cónico es compensado por el empuje generado por el fondo tronco cónico. La carga sobre la viga de fondo y el diámetro del fuste son disminuidos, permitiendo el ahorro del concreto.

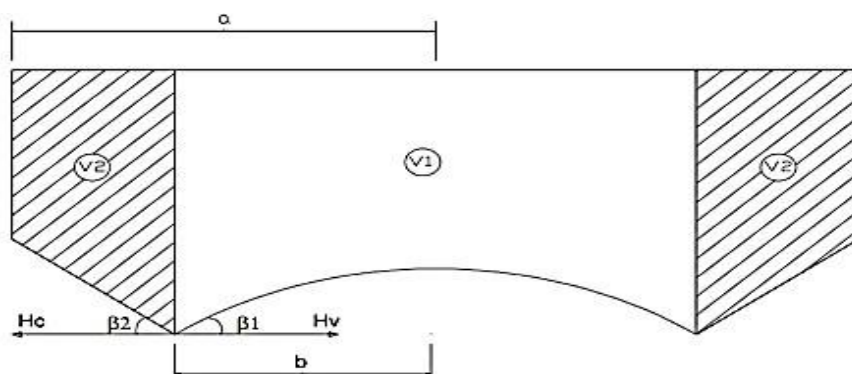


Figura 32: Equilibrio de fuerzas sobre la viga de fondo. (Fuente: Salinas, 1996).

1.7.2.4.10 Determinación de las dimensiones principales

I. Cisterna

La dimensión del tanque cisterna definida por la capacidad de almacenamiento requerido; se debe tomar en cuenta algunas consideraciones del ACI350.3-06 (2006), para facilitar el cálculo.

Tabla 22

Relaciones para calcular la forma del tanque de almacenamiento.

Forma de la cuba	Relación	Valor
Cuadrado	H_L/L	0.75
Circular	H_L/D	0.75
Rectangular	H_L/L menor	0.75

Fuente: Adaptado del capítulo 9 ACI350.3-06, 2006.

El Ministerio de Vivienda (2018) para zonas rurales, describe un tanque cisterna semienterrado con dos ambientes.

H_L = altura del agua (m).

D = Diámetro interior del reservorio (m).

L = Longitud interior del reservorio (m).

L menor = Longitud menor del rectángulo (m).

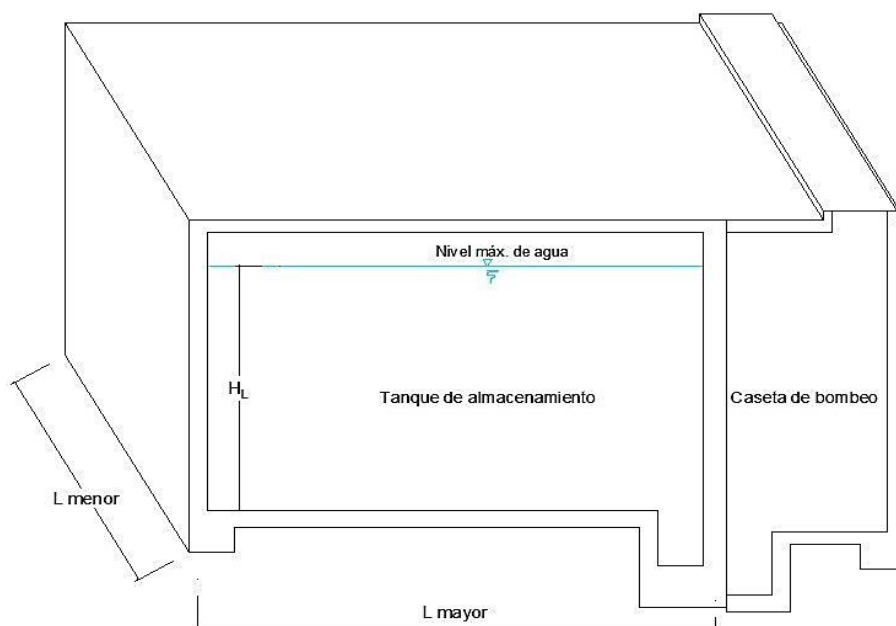


Figura 33: Modelo tanque cisterna semienterrada. (Fuente: Adaptado del Ministerio de Vivienda, 2018. Elaboración propia).

II. Tanque elevado Intze

Con el volumen de almacenamiento del tanque elevado se dimensiona fundamentalmente el depósito, con el criterio de un fondo Intze que consiste principalmente en la compensación y anulación de las cargas horizontales.

Para el cálculo de las dimensiones principales del contenedor de almacenamiento, se deben tomar en cuenta algunas consideraciones:

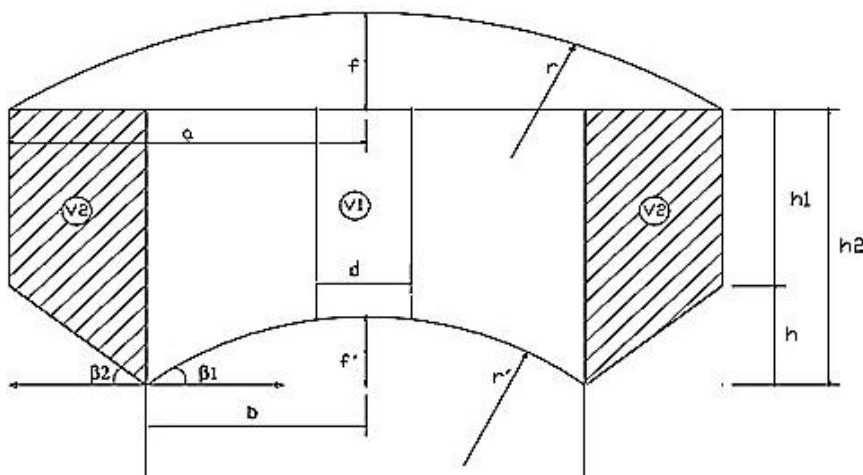


Figura 34: Contenedor con fondo Intze y dimensiones. (Fuente: Adaptado de Salinas, 1996).

De la figura se calcula:

$$V = V_1 + V_2$$

$$V_1 = \pi h_2 b^2 - \frac{1}{3} \pi h_2 f'^2 (3r - f') - V_{ch} \quad V_2 = \frac{(a - b)}{3} \pi [h_1 (2a + b) + h_2 (2b + a)]$$

$$V_{ch} = \pi d^2 \frac{h_2 - f'}{4} \quad \tan \beta_1 = \frac{b}{\sqrt{r^2 - b^2}} \quad \tan \beta_2 = \frac{h_2 - h_1}{a - b}$$

Considerando volúmenes iguales en el nivel h_1 :

$$V_1 = \pi h_1 b^2 \quad V_2 = \pi h_1 (a^2 - b^2) \quad b = a/\sqrt{2}$$

Considerando $\beta_1 = \beta_2 = 45^\circ$:

$$b = \sqrt{r'^2 - b^2} \quad r' = b\sqrt{2}$$

Haciendo $h_2 = a$ y $h_1 = b$:

$$f' = a - b$$

Volumen de almacenamiento:

$$V = V_1 + V_2 = 2.655205a^3 \quad a = 0.722160926V^{1/3}$$

Se tomará el valor:

$$f = a/3 \quad r = 5a/3$$

Considerando chimenea el volumen de almacenamiento será:

$$VA = V_1 - V_{ch} + V_2$$

Reducimos f' y variamos r' :

$$r' = (b^2 + f'^2)/2f'$$

Considerando $\beta_1 = \beta_2$

$$h_1 = h_2 - \frac{b(a - b)}{\sqrt{r'^2 - b^2}}$$

1.7.2.4.11 Criterios de pre dimensionamiento

Los elementos se dimensionan en un primer análisis bajo cargas de servicio, una vez identificado las solicitaciones máximas que estará sometido el elemento se verifica la resistencia de la capacidad a cortante del concreto a compresión, tracción o cortante, sea mayor a lo requerido bajo las combinaciones de carga para su posterior diseño.

I. Cisterna

Las paredes, la base y la tapa de los tanques rectangulares de acuerdo a Harmsen (2002), son sometidos a cargas uniformemente distribuidas, triangulares o trapezoidales. Dependiendo de sus dimensiones, tienen solicitaciones de flexión en una o dos direcciones.

Todas las caras de un tanque, además de las fuerzas de flexión y corte, soportan fuerzas de tracción o compresión provenientes de las reacciones de las caras perpendiculares.

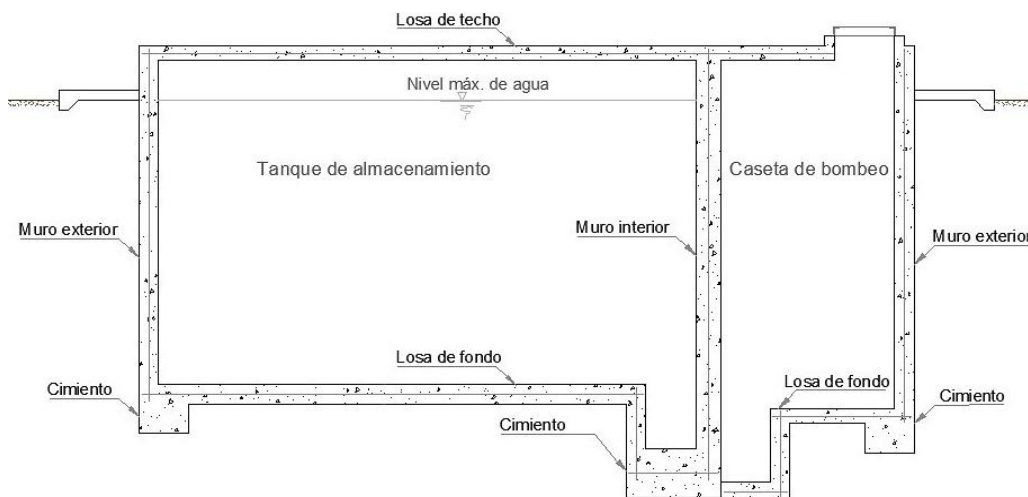


Figura 35: Elementos del tanque cisterna. (Fuente: Elaboración propia).

Los elementos sometidos a flexión, los espesores son diseñados por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto. El espesor será diseñado por:

Diseño por cortante

II. Tanque elevado Intze

De acuerdo a Salinas (1996), la estructura de tanque elevado se distingue 2 elementos fundamentales, la estructura de soporte relacionado con la altura de nivel de agua para mantener la presión requerida y el depósito de almacenamiento relacionado con el volumen de agua requerido para abastecer.

i. Estructura de soporte

Sirve de soporte al depósito de almacenamiento, su altura depende de la presión de servicio en la red. Se distinguen diferentes tipos de estructura de soporte, conformados por columnas y arriostrados por vigas tipo castillo o el tipo cilíndrica.

ii. Depósito de almacenamiento

Almacena el volumen de líquido y su capacidad en función a la demanda. Conformado por 3 partes bien definidas, losa de fondo, la cuba o cuerpo y la cúpula o techo.

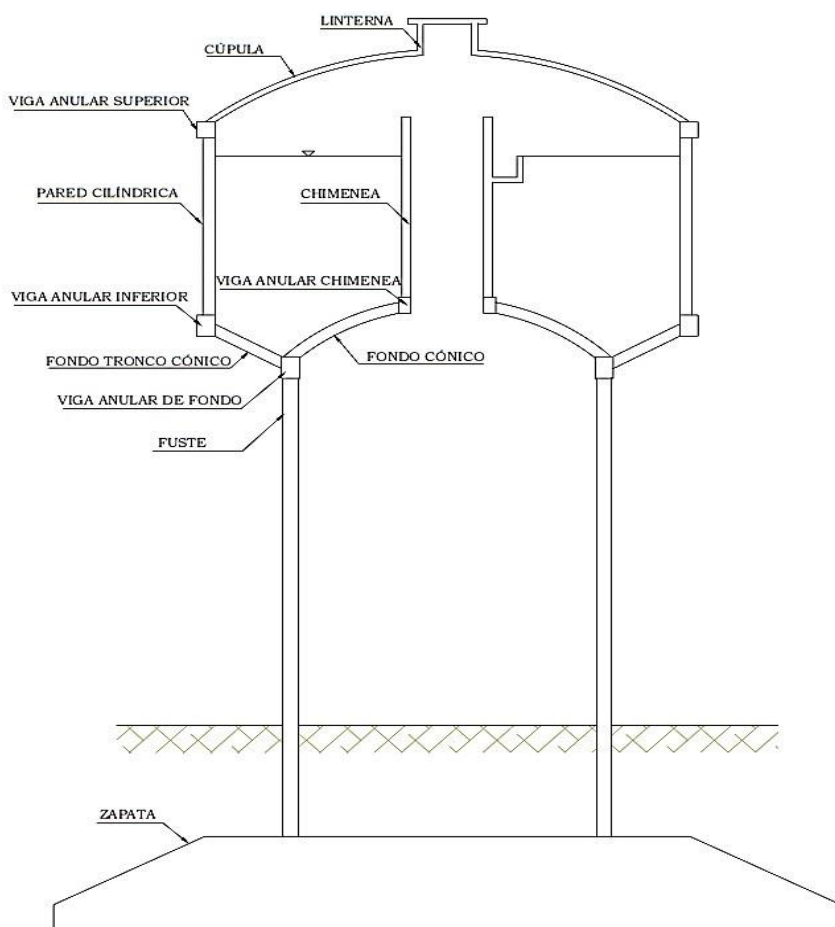


Figura 36: Elementos del tanque elevado Intze. (Fuente: Elaboración propia).

a. Cúpula

Es el elemento cobertura de la cuba del tanque. Se analiza aplicando el teorema de membrana; los esfuerzos que se producen en la cúpula por el peso propio, carga de la linterna de iluminación, sobrecarga, así como los efectos de corte y flexión producido en sus apoyos.

Debido a los esfuerzos de flexión en los bordes, se requiere una mayor concentración de acero de refuerzo, por lo que es recomendable ensanchar el espesor en esa zona.

Para estimar el espesor de la cobertura:

$$e_c = \frac{r}{500} \quad e_c \geq 7.5 \text{ cm}$$

Longitud de ensanche:

$$L_e = 16e_c = \frac{r}{30}$$

De acuerdo ACI350-06 (2006), indica que en techos tipo domo se realiza la verificación por pandeo, el espesor de la losa es diseñado por los esfuerzos de tensión (tracción o compresión), que es el esfuerzo interno en el componente que debe ser resistido por el esfuerzo crítico del concreto. El espesor será diseñado por:

Diseño por pandeo a tensión.

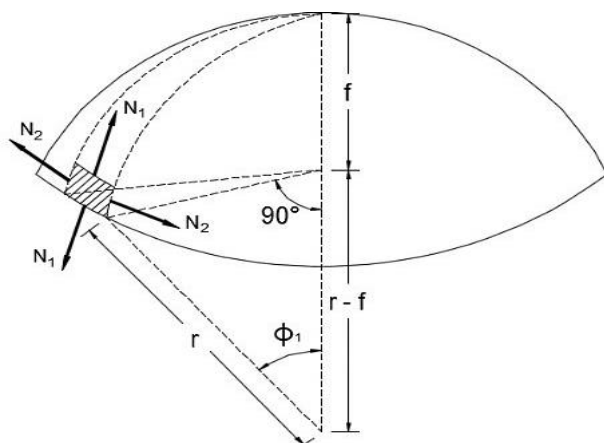


Figura 37: Esfuerzos en la cúpula. (Fuente: Huamani, 2015).

b. Linterna de iluminación

Es una viga de anillo circular que forma una abertura en el centro de la cúpula del reservorio, sirve para dar iluminación al interior del depósito, previniendo que no ingresen cuerpos extraños. Comprende techo plano, columnas y viga circular sobre la que se apoyan las columnas. Se diseña considerando cargas a compresión.

c. Viga anular circular superior

Está sometido a esfuerzos horizontales producidos por los esfuerzos meridionales de la cúpula, soporta también esfuerzos de compresión en porcentaje mínimo. Se verificarán los esfuerzos de tracción del concreto del elemento y será diseñado por:

Diseño por tensión (tracción anular).

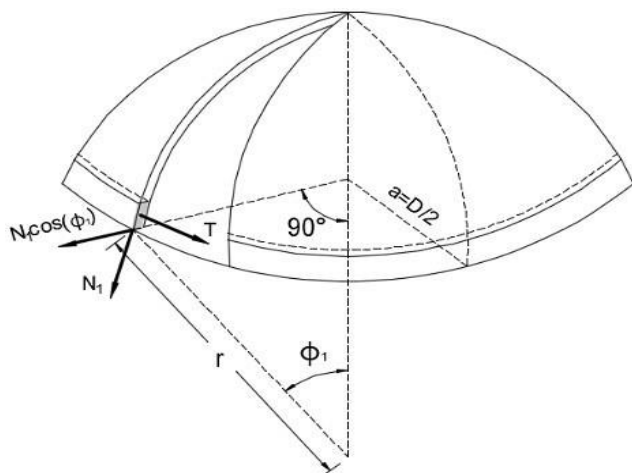


Figura 38: Esfuerzos sobre la viga superior. (Fuente: Huamani, 2015).

d. Pared cilíndrica o cuba

Soporta la presión del líquido contenido, se verifica por tensión y flexión, es decir una flexión compuesta. El máximo esfuerzo de tensión anular debido al empuje hidrostático del agua se desarrolla en la base de la pared. El elemento será diseñado por:

Diseño por tensión (tracción).

Diseño por cortante.

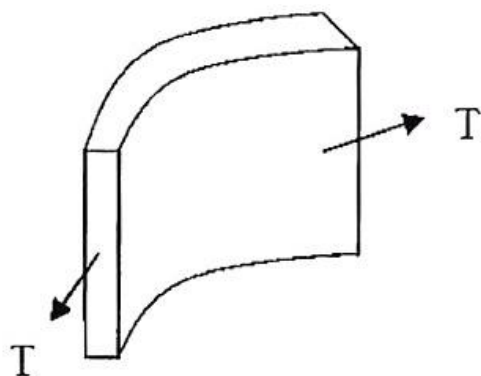


Figura 39: Esfuerzos sobre la pared de la cuba. (Fuente: Huamani, 2015).

e. Viga anular circular inferior

Es la viga entre la pared cilíndrica y el fondo tronco cónico. Se consideran todas las cargas que actúan sobre la viga, como son el peso de la cúpula, pesos de la viga superior y el peso de la pared cilíndrica que originan esfuerzos de tracción debido a las cargas verticales. Se verificarán los esfuerzos de tracción del concreto del elemento y será diseñado por:

Diseño por tensión (tracción anular).

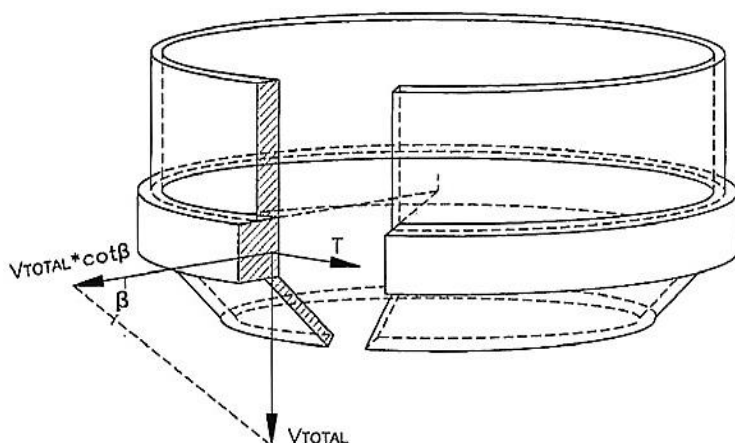


Figura 40: Esfuerzos sobre la viga inferior. (Fuente: Huamani, 2015).

f. Fondo tronco cónico

Es el fondo en voladizo del depósito cuya superficie es plana e inclinada. Se distingue dos tipos de esfuerzo, los esfuerzos de membrana (los meridianos y anulares) y los esfuerzos de flexión en los bordes, además está sometido a tres tipos de cargas, las cargas externas (peso de la cúpula, vigas anulares superior e inferior, pared cilíndrica), el peso propio y el peso del líquido. El elemento será diseñado por:

Diseño por tensión (tracción o compresión).

Diseño por cortante.

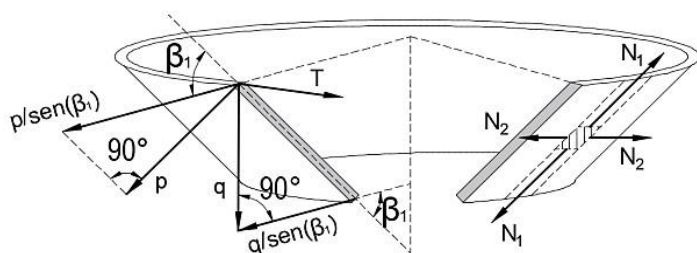


Figura 41: Esfuerzos sobre el tronco cónico. (Fuente: Huamani, 2015).

g. Fondo cónico

Se halla sometido a la acción del peso propio, del líquido y el peso de la chimenea de acceso. Para efectos de cálculo se estudian los esfuerzos de membrana bajo la acción de las tres cargas. Se realiza la verificación por flexión y pandeo. El elemento será diseñado por:

Diseño por pandeo a tensión.

Diseño por cortante.

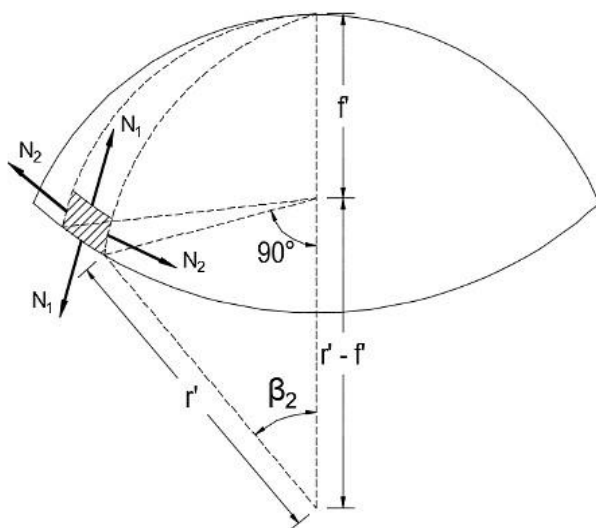


Figura 42: Esfuerzos sobre el tronco cónico. (Fuente: Quezada & Palacios, 2014).

h. Chimenea

Es la pared cilíndrica interna del depósito que tendrá un diámetro adecuado para la entrada y salida de tuberías como para su mantenimiento. Se tendrá que verificar por flexión, compresión es decir una flexión compuesta. Diseñado similarmente a la pared cilíndrica.

Diseño por tensión (compresión).

Diseño por cortante.

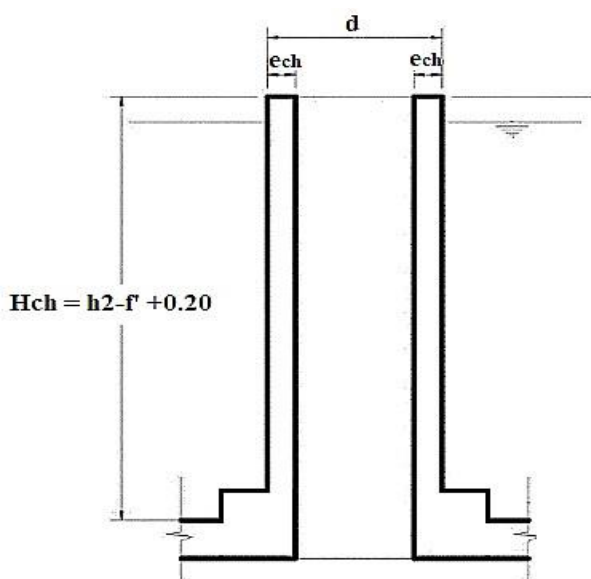


Figura 43: Chimenea de acceso. (Fuente: Adaptado de Salinas, 1996).

j. Viga anular circular de fondo de Chimenea

Viga que une la pared de la chimenea y el fondo cónico, se diseña determinando la carga de colapso. Se verificarán los esfuerzos de tracción del concreto del elemento y será diseñado por:

Diseño por tensión (tracción anular).

k. Viga de fondo

Es la viga que conecta el fondo cónico y el fondo tronco cónico, estos tres elementos tienen la característica de anular las cargas horizontales.

La viga está sometida a las compresiones del fondo tronco cónico y fondo cónico, debido que los esfuerzos que se transmiten a la viga no son verticales, es la viga quien absorbe la componente horizontal de dichos esfuerzos que pueden ser de tracción o compresión. La viga también cumple con reducir los esfuerzos de flexión en el extremo de los fondos. El elemento será diseñado por:

Diseño por tensión (tracción o compresión anular).

Diseño por cortante.

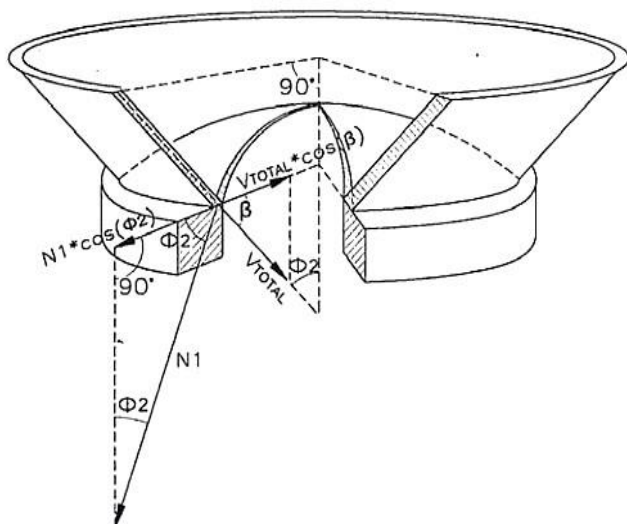


Figura 44: Esfuerzos sobre la viga de fondo. (Fuente: Quezada & Palacios, 2014).

l. Fuste cilíndrico

Es el elemento de soporte, se aplican las cargas muertas y vivas de todos los elementos, el cual, está sometido a flexión y compresión, el ACI350-06(2006), recomienda una cuantía

mínima vertical de 0.005 y una cuantía mínima horizontal de 0.003, debido a la poca ductilidad que tiene el fuste ante un sismo por ser esbelto y hueco.

El fuste es analizado por la fuerza sísmica total, mediante la rigidez lateral se verifica el desplazamiento máximo relativo y se define el espesor del elemento. El elemento será diseñado por:

Diseño por fuerza sísmica lateral.

Diseño por compresión.

Diseño por cortante en el plano.

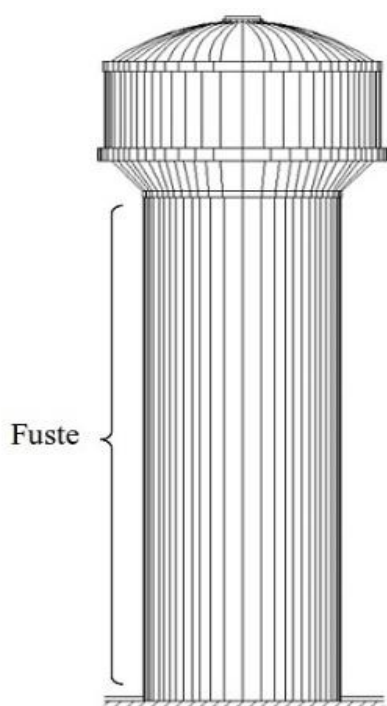


Figura 45: Fuste cilíndrico. (Fuente: Quezada & Palacios, 2014).

1.7.2.5 Análisis sísmico

Los tanques de almacenamiento de agua son estructuras que requieren especial análisis, debido a las fuerzas inerciales generadas por el fenómeno hidrodinámico, sometidas a aceleraciones causadas por excitación sísmica, que su vez es transmitida directamente al tanque (reservorios apoyados) o a través de la estructura de soporte (reservorio elevado).

Para los esfuerzos provocados por la interacción hidrodinámica liquido-estructura, el ACI350.3-06 (2006), describe el procedimiento para el diseño de estructuras contenedoras de líquidos sometidos a cargas sísmicas, formula modelos dinámicos con el uso de masas y

resortes basándose en el sistema mecánico equivalente de Housner (1963) y muestra la existencia de una masa fija o impulsiva y una masa oscilante o convectiva.

El método usado está basado en el modelo simplificado de Housner y de masa concentrada, que permite calcular la fuerza sísmica total y el momento transmitido a la cimentación, necesarios para el diseño de este tipo de estructuras.

1.7.2.5.1 Modelos mecánicos simplificados

I. Modelo simplificado de Housner (1963)

Representa el comportamiento dinámico de un líquido contenido como una sola masa fija o impulsiva (m_i), unida rígidamente a la pared del tanque a una altura por encima de la base de la estructura y una sola masa oscilante o convectiva (m_c), por encima de la masa impulsiva y conectada a los muros del tanque a través de resortes, que producen un periodo de vibración correspondiente al oleaje.

Si el tanque está completamente lleno o vacío se comporta como una sola masa. Sin embargo, si tiene una superficie libre (rebose), habrá un oleaje del agua durante el movimiento sísmico lo que le convierte en un modelo representado por dos masas. (Housner, 1963).

Para tanques elevados se puede usar el procedimiento, siempre que se defina las masas impulsiva y convectiva sobre la base del contenedor y se integre el resto de la estructura.

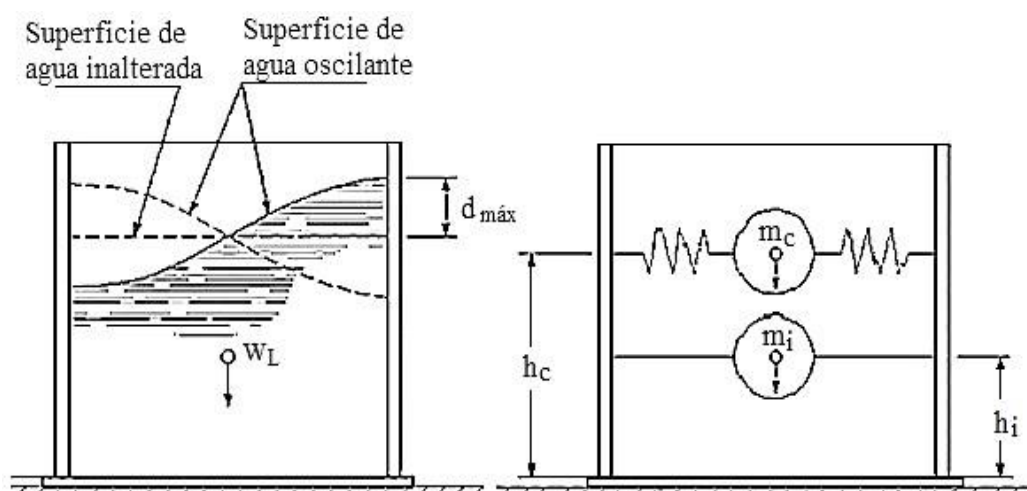


Figura 46: Modelo simplificado de tanque apoyados según Housner. (Fuente: ACI350.3-06, 2006).

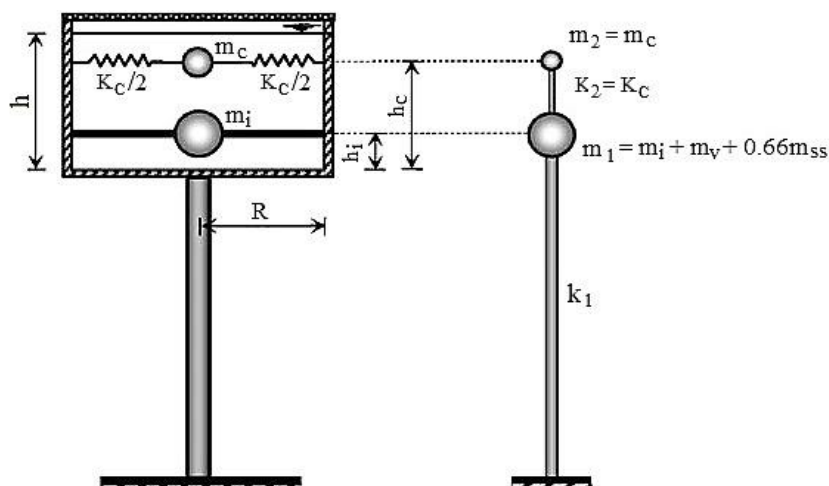


Figura 47: Modelo simplificado de tanque elevado según Housner. (Fuente: Livaoglu & Dogangün, 2006).

La masa m_1 constituye a la masa impulsiva (m_i), la masa del contenedor (m_v) y los dos tercios de la masa de la estructura de soporte (m_{ss}).

II. Modelo simplificado de una masa concentrada

El modelo simplificado de Hernández (2018), considera que un tanque elevado es un elemento estructural representado como una columna de cierta altura y el centro de masas del sistema contenedor- líquido se encuentra ubicado a una distancia medida desde la parte inferior del tanque contenedor; en el cual, el sistema se comporta como un oscilador con dos grados de libertad: traslación horizontal y rotación.

Si el elemento de apoyo del tanque contenedor es lo suficientemente rígido a la rotación y el momento masico de inercia del contenedor- líquido es pequeño, entonces se tiene un sistema de un solo grado de libertad: traslación horizontal.

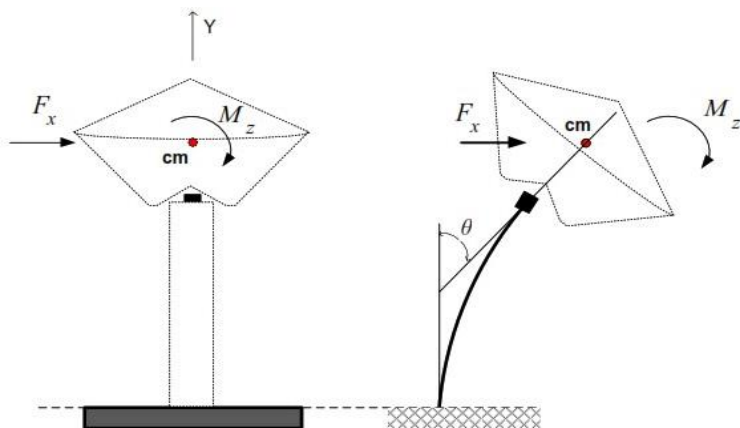


Figura 48: Modelo de dos grados de libertad de tanque elevado según Hernández. (Fuente: Hernández, 2018).

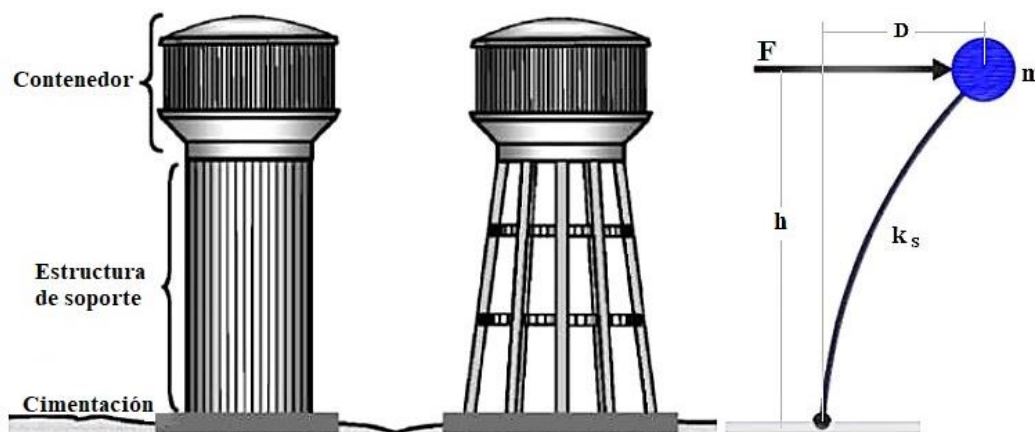


Figura 49: Modelo de un solo grado de libertad de tanque elevado según Hernández. (Fuente: Adaptado de Quispe, 2013).

1.7.2.5.2 Parámetros del modelo simplificado

Para determinar la fuerza resultante ejercida por el agua en las paredes del tanque y el momento de volteo, el ACI350.3-06 (2006), dispone el procedimiento para analizar la interacción líquido-estructura, usando un modelo simplificado que represente las propiedades del tanque y el fluido contenido, mediante las masas impulsiva (m_i) y convectiva (m_c), a las alturas h_i y h_c medidos desde la base del contenedor equivalente.

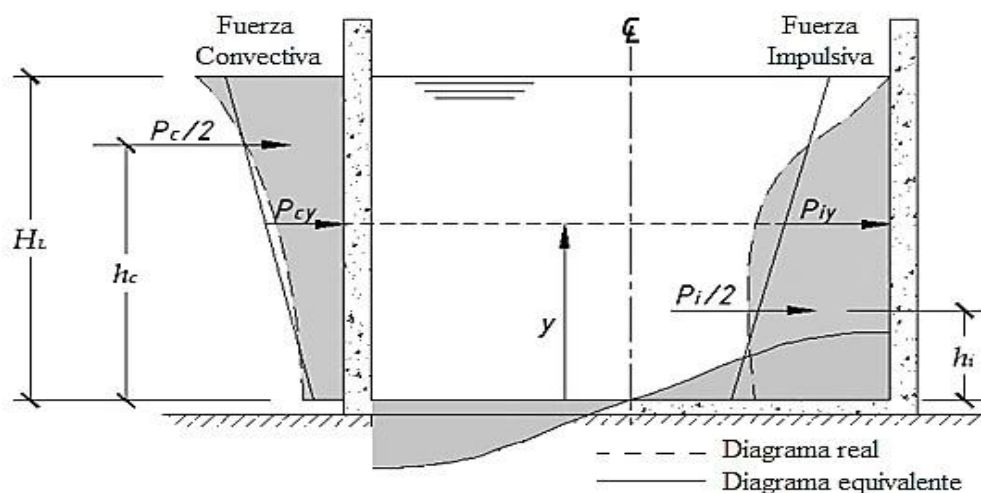


Figura 50: Distribución en altura de las presiones hidrodinámicas del agua. (Fuente: Adaptado del ACI350.3-06, 2006).

I. Contenedor equivalente

Los parámetros para el modelo equivalente dependen de la geometría del contenedor y de su flexibilidad. Si el contenedor tiene forma distinta de una circular o rectangular, los parámetros del modelo se pueden considerar un contenedor circular equivalente que tenga la misma capacidad de almacenamiento e igual diámetro del contenedor original.

Las estructuras contenedoras de diferentes formas con la relación H/D debe corresponder a un tanque circular equivalente, el cual, la expresión simplifica el análisis hidrodinámico líquido - estructura, aplicando las fórmulas del ACI350.3-06, a partir de las expresiones de Housner (1963).

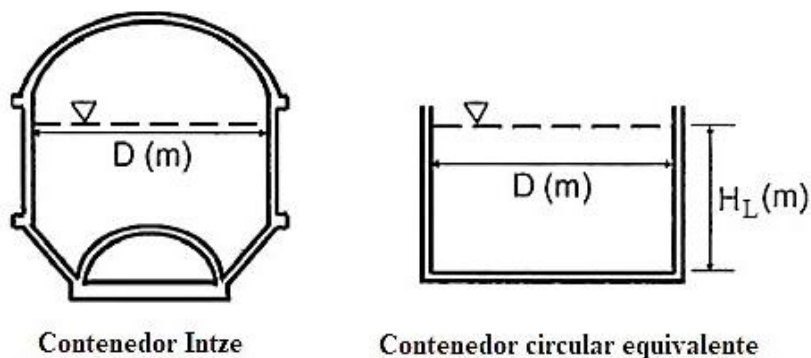


Figura 51: Contenedor circular equivalente para un tipo Intze. (Fuente: Huamani, 2015).

Con la igualdad de volúmenes se obtiene la altura de agua equivalente del contenedor (H_L):

$$H_L = \frac{4V}{\pi D^2}$$

V = Volumen de almacenamiento (m^3).

H_L = Altura equivalente del agua (m).

D = Diámetro interior del reservorio (m).

II. Masa impulsiva y convectiva

El peso sísmico del tanque se calculará conforme al modelo simplificado de Housner (1963), que determina 2 masas, una impulsiva y otra convectiva.

Tabla 23

Masa impulsiva y convectiva.

Tanque Masa	Rectangular	Circular
Impulsiva	$\frac{m_i}{m_L} = \frac{\tanh \left[0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left(\frac{L}{H_L} \right)}$	$\frac{m_i}{m_L} = \frac{\tanh \left[0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right)}$
Convectiva	$\frac{m_c}{m_L} = 0.264 \left(\frac{L}{H_L} \right) \tanh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]$	$\frac{m_c}{m_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L} \right) \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]$

Fuente: Adaptado del capítulo 9 ACI350.3-06, 2006.

m_i = Masa impulsiva respecto a la base del tanque (kg).

m_c = Masa convectiva respecto a la base del tanque (kg).

m_L = Masa total del agua máxima almacenada (kg).

H_L = Altura equivalente del agua (m).

D = Diámetro interior del reservorio (m).

L = Longitud interior del reservorio (m).

III. Altura impulsiva y convectiva

La ubicación del centro de gravedad donde actúan las masas impulsiva y convectiva, medido desde la base del contenedor e incluyendo la presión en la base (IPB), se calculan mediante ACI350.3-06 (2006):

Tabla 24

Altura impulsiva y convectiva.

Tanque Rectangular		Tanque Circular	
Altura Impulsiva			
$\frac{L}{H_L} < 0.75$	$\frac{L}{H_L} \geq 0.75$	$\frac{D}{H_L} < 0.75$	$\frac{D}{H_L} \geq 0.75$
$\frac{h_i}{H_L} = 0.45$	$\frac{h_i}{H_L} = \frac{0.866(\frac{L}{H_L})}{2 \tanh [0.866(\frac{L}{H_L})]} - \frac{1}{8}$	$\frac{h_i}{H_L} = 0.45$	$\frac{h_i}{H_L} = \frac{0.866(\frac{D}{H_L})}{2 \tanh [0.866(\frac{D}{H_L})]} - \frac{1}{8}$
Altura Conectiva			
$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh [3.16(\frac{H_L}{L})] - 2.01}{3.16(\frac{H_L}{D}) \sinh [3.16(\frac{H_L}{L})]}$		$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh [3.68(\frac{H_L}{D})] - 2.01}{3.68(\frac{H_L}{D}) \sinh [3.68(\frac{H_L}{D})]}$	

Fuente: Adaptado del capítulo 9 ACI350.3-06, 2006.

h_i = Altura de la masa impulsiva respecto a la base del tanque (m).

h_c = Altura de la masa convectiva respecto a la base del tanque (m).

H_L = Altura equivalente del agua (m).

D = Diámetro interior del reservorio (m).

L = Longitud interior del reservorio (m).

IV. Período impulsivo y convectivo

Se necesita determinar los periodos fundamentales para las diferentes componentes y establecer los valores de las aceleraciones combinado con la masa obtener la fuerza sísmica total.

El periodo fundamental (T), se determina mediante procedimientos que tengan en cuenta las características estructurales y la distribución de la masa en toda la estructura, se estima:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad \omega = \sqrt{\frac{k_s}{m}}$$

T = Período fundamental (s)

k_s = Rigidez lateral (kg/m)

m = Masa de la estructura (kg)

ω = Frecuencia circular (rad/s)

Los periodos impulsivos y convectivo, se calculan mediante ACI350.3-06 (2006):

Tabla 25

Periodo impulsivo y convectivo.

Tanque Período	Rectangular	Circular
Impulsiva	$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi \sqrt{\frac{m_i + m_s}{k_s}}$	$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} = 2\pi \sqrt{\frac{m_i + m_s}{k_s}}$
Convectiva	$\lambda = \sqrt{3.16gtangh \left[3.16 \left(\frac{H_L}{L} \right) \right]}$ $T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{L}$	$\lambda = \sqrt{3.68gtangh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]}$ $T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{D}$

Fuente: Adaptado del capítulo 9 ACI350.3-06, 2006.

T_i = Periodo impulsivo (s).

T_c = Periodo convectivo (s).

m_i = masa impulsiva (kg).

m_s = masa del contenedor y los dos tercios de la masa de la estructura de soporte (kg) en caso se considere tanque elevado.

H_L = Altura equivalente del agua (m).

D = Diámetro interior del reservorio (m).

L = Longitud interior del reservorio (m).

1.7.2.5.3 Parámetros sísmicos según ACI350.3-06 y el RNE.

Para estructuras especiales como tanques de almacenamiento de fluidos, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias indicadas en el RNE que establece condiciones mínimas para un análisis sísmico de acuerdo a los principios de diseño sismo - resistente; por el cual, se hace uso del código ACI350.3-06, adaptándolo a las recomendaciones de diseño sísmico de la norma peruana.

Los procedimientos para determinar todos los parámetros de sismicidad, nos servirán para calcular las fuerzas de diseño en el tanque o depósito.

I. Zonificación

El territorio nacional dividido en 4 zonas sísmicas, la zonificación se basa en la distribución espacial de la sismicidad, características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral. (RNE E.030, 2018).



Figura 52: Zonas sísmicas del territorio peruano. (Fuente: RNE E.030, 2018).

El factor Z interpreta la aceleración máxima horizontal en suelo rígido y se expresa como una fracción de la gravedad.

Tabla 26*Factores de zona.*

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: RNE E.030, 2018.

II. Parámetros de sitio (S, T_P y T_L)

De acuerdo al RNE E.030 (2018), los perfiles de suelo se clasifican en 5 tipos tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, espesor del estrato, periodo fundamental de vibración, velocidad de propagación de las ondas de corte.

Tabla 27*Factor de suelo S.*

Zona	Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
	Z ₄		0.80	1.00	1.05
Z ₃		0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂		0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁		0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: RNE E.030, 2018.

Tabla 28*Períodos T_P y T_L.*

Periodos	Perfil del suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (s)	3	2.5	2	1.6

Fuente: RNE E.030, 2018.

III. Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo al RNE E.030 (2018), el coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto al suelo.

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T_L} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right)$$

T = Periodo fundamental (s)

T_P = Periodo que define la plataforma del factor C (s).

T_L = Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante (s).

IV. Factor de uso o importancia (U)

Como medida de incrementar el margen de seguridad asociado al diseño estructural, se contempla la aplicación del factor; el cual, las estructuras se clasifican de acuerdo a la categoría de uso o importancia indicado en el RNE E.030 (2018).

Tabla 29

Factor de uso U.

Categoría	Descripción	U
A Edificaciones esenciales	A1 Establecimientos de salud del segundo y tercer nivel.	Zona 3 y 4 con aislador U=1, zona 1 y 2 sin aislador U=1.5 o a criterio.
	A2 Edificaciones esenciales para emergencias, funcionamiento del gobierno y refugios. Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias, estaciones de bomberos, cuarteles, municipios, instalaciones de electricidad, reservorios, plantas de tratamiento, instituciones educativas, universidades, grandes hornos, fábricas, otros.	1.50
B Edificaciones importantes	Cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales, museos, bibliotecas, almacenes de abastecimiento.	1.30
C Edificaciones comunes	Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales.	1.00
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	A criterio del proyectista

Fuente: RNE E.030, 2018.

V. Factor de reducción de respuesta (R)

El factor R representa la proporción de fuerza sísmica máxima sobre una estructura durante un evento sísmico específico. La norma ACI 350-06 (2006), define los siguientes valores para el factor de reducción para estructuras contenedoras de líquidos:

Tabla 30

Factor de reducción R.

Tipo de estructura	R_i		R_c
	Apoyado	Enterrado*	
Tanques anclados con base flexible	3.25	3.25	1
Tanques monolíticos o empotrados en la base	2	3	1
Tanques no anclados lleno o vacíos**	1.5	2	1
Tanques elevados	2	-	1

Fuente: ACI350.3-06, 2006.

* Tanque enterrado se define como un tanque cuya superficie máxima de agua en reposo se encuentra a nivel o por debajo del nivel del suelo. Para tanques parcialmente enterrados, R_i puede ser interpolado entre los valores de tanques apoyados y enterrados.

** Los tanques de este tipo no deben construirse en lugares altamente sísmicos.

VI. Estimación del peso

Para fines de análisis, los efectos de un sismo pueden expresarse como un conjunto de fuerzas laterales que depende de la aceleración del terreno, las características del sistema y la distribución de la masa en toda la estructura.

De acuerdo al RNE E.030(2018), el peso de la estructura se calcula adicionando al peso propio y permanente un porcentaje de carga viva o sobrecarga.

Edificaciones de la categoría A y B, el 50% carga viva.

Edificaciones de la categoría C, el 25% carga viva.

En depósitos, el 80% del peso total almacenado.

En azoteas y techos, el 25% carga viva.

En estructuras de tanques, silos y similares, el 100% de la carga almacenada.

1.7.2.5.4 Análisis estático

De acuerdo con el RNE E.030 (2018), el análisis estático representa las solicitaciones sísmicas como un conjunto de fuerzas laterales actuando en el centro de masa de cada nivel de la estructura.

Se puede analizar mediante el método las estructuras regulares e irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, en las demás zonas sísmicas puede emplearse el procedimiento para estructuras regulares no mayor de 30m.

De acuerdo a la norma se elegirá los factores de zona (Z), uso (U), suelo (S) y periodos (T_p y T_L), así como el coeficiente de amplificación sísmica (C), son lo mismo para el sistema de análisis, como la norma no contempla el factor de reducción (R) para estructuras contenedoras de líquidos, se usará el factor que brinda el ACI350.3-06 (2006).

1.7.2.5.5 Análisis dinámico o modal

Es un procedimiento riguroso para la determinación de la fuerza sísmica, que ante un evento sísmico la estructura se va deformar según sus modos propios de vibración.

Las características dinámicas usadas para el análisis modal dependen del tipo constructivo, distribución y forma de la estructura resistente desde el punto de vista dinámico y estático.

Los modelos simplificados al considerar los desplazamientos horizontales forman un sistema de tantos grados de libertad como masas concentradas se tenga.

En tanques elevados se puede realizar el análisis modal considerando el modelo simplificado de dos masas concentradas, que consta de dos grados de libertad. Al tener periodos muy separados el modelo de dos masas puede ser tratado como la suma de dos sistemas de un solo grado de libertad. (Huamani, 2015).

De acuerdo al RNE E.030 (2018), refiere que toda estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según la norma.

I. Modos de vibración

Con base en el RNE E.030 (2018), los periodos y modos de vibración se pueden determinar por un procedimiento de análisis que considere las características de rigidez y la distribución de las masas. Es importante hacer un análisis preciso, ya que de estos depende el cálculo de la fuerza de diseño.

El análisis debe incluir un suficiente número de modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total en ambas direcciones y se toma en cuenta los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Según Rivera (1984), define que el primer modo de vibración corresponde al desplazamiento provocado solo por la masa del agua, es decir, que el movimiento de la masa convectiva es prácticamente independiente del movimiento de la estructura del reservorio, quien queda casi inmóvil. El segundo modo de vibración corresponde al movimiento de la estructura sin la masa móvil, es decir, que el periodo del segundo modo es muy similar al periodo impulsivo.

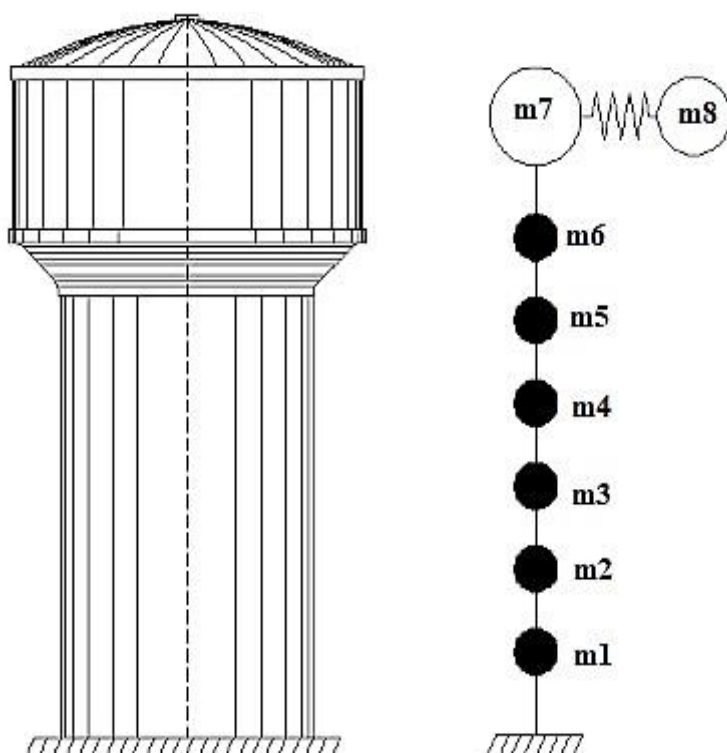


Figura 53: Modelo de varios grados de libertad. (Fuente: Adaptado de Rivera, 1987).

II. Aceleración espectral inelástica

Se definen los parámetros sísmicos, para obtener el espectro de respuesta o espectro sísmico, el cual, muestra la forma en que la estructura responde a las perturbaciones sísmicas.

La aceleración permite cuantificar los efectos del sismo y el diseño sismorresistente. Las aceleraciones mayores correspondientes al espectro, se dan para la masa impulsiva (sistema rígido inercial) se asocian los períodos pequeños y para la masa convectiva (sistema flexible) se asocian los períodos mayores, el cual, recibe un incremento en la aceleración.

Como expresa el RNE E.030 (2018), para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Z = Factor de zona

U = Factor de uso o importancia

C = Coeficiente de amplificación sísmica

S = Factor de suelo

R = Factor de reducción de respuesta

g = Gravedad (m/s²)

1.7.2.6 Cálculo sísmico

1.7.2.6.1 Cortante estático basal

Cortante basal o fuerza cortante basal total del agua producida por cada componente (impulsiva y convectiva) del tanque, se determina mediante el producto de la aceleración y la masa efectiva que permite obtener las fuerzas laterales equivalentes de cada componente de acuerdo al ACI350.3-06 (2006).

Cortante basal impulsivo:

$$C_{s-i} = \frac{ZUC_i S}{R_i}$$

$$V_i = C_{s-i} \cdot m_i \cdot g$$

Cortante basal convectivo:

$$C_{s-c} = \frac{ZUC_c S}{R_c}$$

$$V_c = C_{s-c} \cdot m_c \cdot g$$

Z = Factor de zona.

U = Factor de uso o importancia.

C = Coeficiente de amplificación sísmica (impulsiva C_i , convectiva C_c).

S = Factor de suelo.

R = Factor de reducción de respuesta (impulsiva R_i , convectiva R_c).

m_i = Masa impulsiva respecto a la base del tanque (kg).

m_c = Masa convectiva respecto a la base del tanque (kg).

C_{s-i} = Coeficiente de diseño sísmico horizontal impulsivo.

C_{s-c} = Coeficiente de diseño sísmico horizontal convectivo.

V_i = Cortante basal impulsivo (kgf).

V_c = Cortante basal convectivo (kgf).

g = Gravedad (m/s²).

La fuerza cortante basal total del agua de acuerdo al ACI350.3-06 (2006), se obtiene mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las cortantes:

$$V_{T-agua} = \sqrt{V_i^2 + V_c^2}$$

1.7.2.6.2 Cortante estático basal en la base

La cortante basal en la base producida por la carga viva en la cúpula y también por el peso propio de toda la estructura, en caso de tanques elevados se considera los 2/3 del peso de la estructura de soporte de acuerdo a Housner (1963).

De acuerdo a lo propuesto por Rivera (1984), el primer modo de vibración corresponde al desplazamiento provocado por la masa del agua (convectivo), el segundo modo de vibración corresponde al movimiento de la estructura (impulsivo), se considera la siguiente expresión:

$$V_{T-base} = \frac{ZUC_iS}{R_i} \cdot mg$$

Z = Factor de zona.

U = Factor de uso o importancia.

C = Coeficiente de amplificación sísmica impulsiva C_i .

S = Factor de suelo.

R = Factor de reducción de respuesta impulsiva R_i .

m = Masa de la carga viva y del peso propio, en caso sea tanque elevado se considera los dos tercios de la masa de la estructura de soporte (kg)

V_{T-base} = Cortante basal en la base (kgf).

g = Gravedad (m/s²).

1.7.2.6.3 Fuerza sísmica total

La fuerza sísmica total asociadas a las masas efectivas y al peso de la estructura se emplea en la determinación de la fuerza lateral total con el que se dimensiona el fuste y volteo de la

estructura. Se determina mediante la suma del cortante basal total del agua más el cortante basal en la base.

De acuerdo al análisis del modelo simplificado como una masa concentrada en la parte superior, el tanque se va mover de manera rígida afectando mayormente al fuste.

$$\text{Fuerza sismica} = V_{T\text{-base}} + V_{T\text{-agua}}$$

1.7.2.6.4 Desplazamiento lateral permisible

El desplazamiento lateral referenciado con la altura (desplazamiento relativo) se obtiene la distorsión angular, multiplicado los resultados obtenidos del análisis lineal elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas por 0.75R para estructuras regulares y para estructuras irregulares 0.85R, se obtiene la distorsión angular inelástica; el cual, se compara con el límite máximo de distorsión.

El máximo desplazamiento relativo calculado con el análisis estructural, no deberá exceder los límites de distorsión (deriva) de acuerdo a la norma RNE E.030 (2018).

Tabla 31

Límites para la distorsión de entrepiso.

Límites para la distorsión de entrepiso	
Material predominante	Δ/h_e
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros ductilidad limitada	0.005

Fuente: RNE E.030, 2018.

La distorsión máxima límite, permite analizar la rigidez lateral de la estructura contenedora de líquido, mediante la componente impulsiva que considera el movimiento de la estructura. De acuerdo a la ley de Hooke:

$$F = k_s \cdot u$$

F = Fuerza sísmica (kgf).

k_s = Rigidez lateral (kg/m)

u = Desplazamiento (m).

La rigidez lateral con el objetivo de calcular el periodo fundamental para determinar las fuerzas laterales no es igual que la rigidez lateral del sistema.

1.7.2.7 Diseño estructural

1.7.2.7.1 Diseño del espesor o sección de los elementos

El diseño del espesor o sección se calcula en base a la fuerza interna de acuerdo a las solicitaciones máximas por combinaciones de carga que estará sometido el elemento, se verifica la capacidad a cortante ya sea a compresión, tracción, cortante sea mayor a la máxima requerida.

Los elementos serán diseñados con las combinaciones de carga afectadas por el factor de durabilidad ya sea por cortante y flexión todos los elementos en contacto con el agua y por combinación normal los elementos que no están en contacto con el agua. Se diseñan en función a las expresiones indicadas por el ACI350-06 (2006).

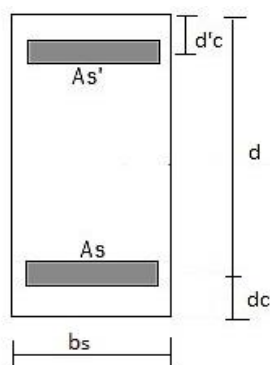


Figura 54: Sección de un elemento doblemente reforzada. (Fuente: Adaptado de Harmsen, 2002).

I. Diseño por cortante

Los elementos sometidos a flexión, los espesores se verifican por la fuerza cortante que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

Capacidad a cortante del concreto:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d \quad d = e - d_c \quad \phi = 0.75$$

Cortante requerido:

$$V_u = \text{promedio máximo extraído del SAP2000} \left(\frac{V_i + V_j}{2} \right) \cdot b_s$$

Se verifica que $\phi V_c \geq V_u$, se define espesor.

Descripción	Simbología y unidades
Resistencia del concreto:	f'_c en kg/cm ² x (0.0703069626)
Espesor del elemento:	e en cm
Distancia centroide de refuerzo tracción:	d_c en cm
Peralte efectivo:	d en cm
Ancho de la sección de área:	b_s en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg

II. Diseño por cortante en el plano de muros

El espesor de un muro se define con la capacidad a cortante nominal en el plano del muro. para una cantidad dada de refuerzo.

Capacidad nominal a cortante del concreto en el plano del muro:

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

$$A_{cv} = e \cdot b_s \quad \alpha_c = \frac{h_w}{l_w} \quad \rho_n = \frac{A_s}{e \cdot h_s}$$

α_c varia entre 2 y 3:

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \text{ es } \alpha_c = 3 \quad \frac{h_w}{l_w} \leq 2 \text{ es } \alpha_c = 2$$

Cortante requerido:

$$V_u = \text{promedio máximo extraído del SAP2000} \left(\frac{V_i + V_j}{2} \right) \cdot b_s$$

Se verifica que $V_n \geq V_u$, se define espesor.

Descripción	Simbología y unidades
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 60\,000$ Psi
Resistencia del concreto:	f'_c en Psi
Área horizontal del segmento de muro:	A_{cv} en in ²
Espesor del muro:	e en in
Ancho de la sección de área:	b_s en in.
Altura de la sección de área:	h_s en in.
Altura total de muro:	h_w en m
Mitad de longitud del muro:	$l_w = \pi r$ en m
Área del acero de refuerzo:	A_s en cm ² .
Cuantía nominal de refuerzo:	$\rho_n = 0.003$ adimensional ACI350-06.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Fuerza última:	T_u en lb.
Cortante nominal del muro:	V_n en lb
Cortante requerido:	V_u en lb extraído del programa SAP2000.

III. Diseño por tensión

Los elementos sometidos a tensión, los espesores se verifican por la fuerza cortante que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto a tensión.

Capacidad a cortante del concreto a tensión:

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{Nu}{500A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_s \cdot d \quad d = e - dc$$

Nu a tracción (-), compresión (+)

$$Nu = \text{promedio máximo extraído del SAP2000} \left(\frac{Nu_i + Nu_j}{2} \right) \cdot b_s$$

Se verifica que $V_c > 0$, se define espesor.

Descripción	Simbología y unidades
Resistencia del concreto:	f'_c en Psi
Espesor del elemento:	e en cm
Distancia centroide de refuerzo tracción:	dc en cm
Peralte efectivo:	d en cm
Ancho de la sección de área:	b_s en in.
Área bruta de la sección:	A_g en in ²
Fuerza última:	N_u en lb extraído del programa SAP2000.
Capacidad a cortante del concreto a tensión:	V_c en lb

IV. Diseño por compresión pura

La resistencia a la carga axial de diseño para elementos sometidos a compresión con refuerzo transversal.

La resistencia de diseño es:

$$\phi P_n = 0.80\phi [0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y]$$

Fuerza última:

$$P_u = \text{promedio máximo extraído del SAP2000} \left(\frac{P_i + P_j}{2} \right) \cdot b_s$$

Se verifica que $\phi P_n \geq P_u$, se define espesor.

Descripción	Simbología y unidades
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Fuerza última:	P_u en kg
Área bruta de la sección:	A_g en cm^2
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{\min} = 0.01$
Área del acero de refuerzo mínimo:	$A_{s-\min} = 0.01A_g$ en cm^2
Ancho de la sección de área:	b_s en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.70$ por compresión
Resistencia nominal a la compresión:	ϕP_n en kg
Área del acero de refuerzo:	A_s en cm^2

V. Diseño por tracción pura

El concreto es débil en tracción y su función principal en estos elementos no es aportar la resistencia sino proporcionar la protección al acero, brindar rigidez al conjunto.

Para elementos sometidos a una tensión máxima de tracción, se calcula el esfuerzo límite a tracción del concreto con ello se obtiene el área de concreto.

Área de concreto:

$$f_r = 7.5\sqrt{f'_c} \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad T_u = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{u_i} + T_{u_j}}{2} \right) \cdot b_s$$

$$A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1)A_s$$

Descripción	Simbología y unidades
Módulo de elasticidad del concreto:	E_c en kg/cm^2
Módulo de elasticidad del acero:	E_s en kg/cm^2
Relación modular:	n adimensional.
Resistencia del concreto:	f'_c en $\text{kg/cm}^2 \times (0.0703069626)$
Ancho de la sección de área:	b_s en cm.
Fuerza última:	T_u en kg/cm del programa SAP2000
Esfuerzo límite a tracción del concreto:	f_r en kg/cm^2
Área del acero de refuerzo:	A_s en cm^2 .
Área de la sección:	A_c en cm^2

VI. Diseño por pandeo a tensión

Para elementos tipo cascara, el espesor del elemento es diseñado por los esfuerzos de tensión (tracción o compresión) por pandeo, que es el esfuerzo interno en el componente que debe ser resistido por el esfuerzo crítico del concreto.

i. Por compresión

Se debe verificar que el esfuerzo crítico admisible a compresión del concreto sea mayor al esfuerzo requerido.

Esfuerzo crítico a compresión del concreto por la teoría de membrana de Timoshenko:

$$Q_{cr_{adm}} \geq Q_u \quad Q_{cr} = \frac{E_c \cdot e}{R\sqrt{3(1 - \nu_c^2)}} \quad Q_{cr_{adm}} = \frac{Q_{cr}}{F.S}$$

Esfuerzo requerido por compresión:

$$T_u = \text{promedio máximo extraído del SAP2000} \left(\frac{T_{u_i} + T_{u_j}}{2} \right)$$

$$T_u/e = Q_u$$

Se verifica que $Q_{cr_{adm}} \geq Q_u$, se define espesor.

Descripción	Simbología y unidades
Módulo de elasticidad del concreto:	E_c en kg/cm^2
Espesor del elemento:	e en cm
Radio de cúpula:	R en cm
Módulo de poisson del concreto:	$\nu_c = 0.2$ para concreto
Esfuerzo crítico a compresión del concreto:	Q_{cr} en kg/cm^2
Esfuerzo admisible a compresión del concreto:	$Q_{cr_{adm}}$ en kg/cm^2
Factor de seguridad:	$F.S = 4$
Fuerza última:	T_u en kg/cm del programa SAP2000
Esfuerzo requerido:	Q_u en kg/cm^2

ii. Por tracción

Se debe verificar que el esfuerzo límite a tracción del concreto sea mayor al esfuerzo requerido.

Esfuerzo límite a tracción del concreto:

$$f_r \geq Q_u \quad f_r = 7.5\sqrt{f'_c}$$

Esfuerzo requerido por tracción:

$$T_u = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{u_i} + T_{u_j}}{2} \right)$$

$$T_u/e = Q_u$$

Se verifica que $f_r \geq Q_u$, se define espesor.

Descripción	Simbología y unidades
Resistencia del concreto:	f'_c en $\text{kg/cm}^2 \times (0.0703069626)$
Espesor del elemento:	e en cm
Fuerza última:	T_u en kg/cm del programa SAP2000
Esfuerzo límite a tracción del concreto:	f_r en kg/cm^2
Esfuerzo requerido:	Q_u en kg/cm^2

1.7.2.7.2 Diseño del acero de refuerzo

I. Refuerzo por corte

Para elementos que trabajan a tracción, el acero de corte es mínimo; el cual, cumple la función de permitir la colocación de refuerzo longitudinal. Se utiliza acero estructural 3/8".

Espaciamiento máximo de estribos:

$$S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm o } h/2, \text{ el menor valor.}$$

II. Diseño por cortante en el plano de muros

De acuerdo a la capacidad nominal a cortante, que es igual al cortante del concreto más el acero de refuerzo, permite obtener un área de refuerzo real.

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

Se verifica que $V_n \geq V_u$

$$A_s = \rho_n \cdot e \cdot h_s \quad \rho_n \geq 0.003$$

Descripción	Simbología y unidades
Espesor del elemento:	e en in.
Altura de la sección de área:	h_s en in.
Área del acero de refuerzo:	A_s en cm ² .
Cuantía nominal de refuerzo:	$\rho_n = 0.003$ adimensional ACI350-06.
Cortante nominal del muro:	V_n en lb
Cortante requerido:	V_u en lb extraído del programa SAP2000.

III. Refuerzo por tensión y tracción pura

Para elementos sometidos a tensión (tracción y compresión), así como tracción anular el acero de refuerzo se calcula:

$$A_s = \frac{T_u}{\phi f_y}$$

Se verifica $\rho \geq \rho_{\text{min}}$

$$A_s = \rho_b s d, \quad \rho_{\text{min}} = 14/f_y = 0.003$$

Descripción	Simbología y unidades
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ por flexión y tracción.
Fuerza última:	Tu en kg.
Área del acero de refuerzo:	A_s en cm^2 .
Cuantía del acero de refuerzo:	ρ adimensional
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	ρ_{\min} adimensional

IV. Refuerzo por compresión pura

Para elementos en compresión con refuerzo transversal, la resistencia de diseño es:

$$\phi P_n = 0.80\phi [0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y]$$

Se verifica que $\phi P_n \geq P_u$

La cuantía de las barras de acero longitudinal colocadas dentro de la sección de concreto no debe ser menor de 0.01 veces del área bruta de concreto.

$$\rho = \frac{A_{s-\min}}{A_g} \geq 0.01 \quad A_{s-\min} = 0.01A_g$$

$$A_s \geq A_{s-\min}$$

Descripción	Simbología y unidades
Resistencia nominal a la compresión:	ϕP_n en kg
Fuerza última:	P_u en kg
Área bruta de la sección:	A_g en cm^2
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{\min} = 0.01$
Área del acero de refuerzo mínimo:	$A_{s-\min} = 0.01A_g$ en cm^2
Área del acero de refuerzo:	A_s en cm^2

V. Refuerzo por pandeo a tensión

Se considera acero mínimo debido que no se excede al esfuerzo del concreto, de acuerdo al ACI350-06 (2006), define una cuantía mínima $\rho_{\min} = 0.003$ para compresión, para tracción una cuantía mínima $\rho_{\min} = 0.0035$.

$$A_{s-\min} = \rho_{\min} b_s \cdot e$$

Descripción	Simbología y unidades
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{\min} = 0.003$ compresión, 0.0035 tracción
Espesor del elemento:	e en cm
Ancho de la sección de área:	b_s en cm.
Área del acero de refuerzo mínimo:	$A_{s-\min}$ en cm ² .

VI. Refuerzo por flexión

Para los elementos sometidos a flexión el acero de refuerzo se calcula con las expresiones:

Esfuerzo del acero de refuerzo:

$$R_u = \frac{M_u}{b_s d^2} \quad d = e - dc \quad \phi = 0.90$$

Cuantía del acero:

Se debe verificar que $\rho \geq \rho_{\min}$

$$\rho = \frac{100\phi f'_c f_y - \sqrt{(100\phi f'_c f_y)^2 - 23600\phi R_u f'_c f_y^2}}{118\phi f_y^2}, \quad \rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

Área del acero de refuerzo:

$$A_s = \rho b_s d$$

Espaciamiento del acero:

$$S = b_s \cdot A_b / A_s, \quad S_{\max} = 12" = 30\text{cm}$$

Descripción	Simbología y unidades
Resistencia del concreto:	f'_c en kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200$ kg/cm ²
Espesor del elemento:	e en cm
Distancia centroide de refuerzo tracción:	dc en cm
Peralte efectivo:	d en cm
Ancho de la sección de área:	b_s en cm
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión

Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{\min} = 0.003$
Cuantía requerida en la sección:	ρ adimensional
Esfuerzo del acero de refuerzo:	R_u en kg/cm ²
Momento último:	Mu en kg.cm del programa SAP2000
Área del acero de refuerzo:	A_s en cm ² .
Área del acero de la barra de refuerzo:	A_b en cm ² .
Espaciamiento del acero de refuerzo:	S en cm.

1.7.2.7.3 Diseño de cimentación

Las cimentaciones transmiten las cargas de la estructura al suelo, se diseñan para evitar la falla a corte del suelo y evitar el asentamiento excesivo del suelo bajo cargas de servicio. En caso de sobrepasar el límite la cimentación debe ser redimensionada.

El dimensionamiento de la cimentación se realiza bajo los efectos de carga de servicio para un dimensionamiento preliminar para todo tipo de cimentación. Una vez dimensionado se modela y se somete a las cargas laterales y verticales para realizar las verificaciones de presiones de contacto que se va a tener el suelo de la cimentación.

De acuerdo a salinas (1996), la cimentación se considera rígida (los desplazamientos verticales de todos los puntos del suelo en el plano de contacto con la cimentación son iguales, un asentamiento uniforme) y suelo tipo flexible o rígido de acuerdo a las características del EMS, para tener un comportamiento más realístico del suelo - estructura.

La cimentación se debe verificar por corte y además proveer el acero de refuerzo necesario para tomar la tracción por flexión. El elemento será diseñado por cortante.

Para un primer análisis del área de la cimentación:

$$A_z = \frac{P}{q_{\text{neta-adm}}}$$

Se evalúa que las presiones máximas en el suelo sean menores a la capacidad neta admisible y se esté produciendo compresión en toda el área de la cimentación, valores de tracción consideraría que la cimentación se desplaza verticalmente, el cual, no debe existir.

$$q_{\text{máx}} < q_{\text{neta-adm}}$$

Descripción	Simbología y unidades
Carga vertical por servicio:	P en kg.
Área de la cimentación:	A_z en cm ²
Presión de contacto máxima en el suelo:	$q_{m\acute{a}x}$ en kg/cm ² .
Capacidad de carga neta admisible:	$q_{neta-adm}$ en kg/cm ² .

1.7.2.8 Verificaciones

1.7.2.8.1 Flotabilidad

Según Pavón (2001), en los depósitos enterrados se tomará en cuenta el efecto de la presión del agua exterior, debido que el nivel de agua freática se encuentra arriba del fondo del depósito, se toma las medidas necesarias para evitar que la estructura flote o se ladee cuando no contenga líquido en su interior, el cual puede producir agrietamiento en la estructura.

De acuerdo con Arévalo & Barahona (2013), la verificación de la flotación se realiza con el peso del tanque vacío que sea lo suficiente para resistir la presión del agua a nivel de fondo de la base, basados en el principio de Arquímedes (Un cuerpo total o parcialmente sumergido en un fluido en reposo experimenta un empuje vertical hacia arriba igual al peso del fluido desplazado).

Se verifica que la fuerza resistente sea mayor a la fuerza de flotación:

$$F_R > F_F$$

La fuerza resistente (F_R) en este caso es únicamente el peso del tanque vacío y la fuerza de flotación o empuje de Arquímedes (F_F) es producida por la presión generada en la base del tanque por una columna de agua igual al nivel freático:

$$F_F = E_{Arq} = \gamma_w \cdot V_{sum} \quad V_{sum} = A \cdot h_{nf}$$

El factor de seguridad de flotación se expresa como:

$$CS = \frac{F_R}{F_F} \geq 1.5$$

F_R = Fuerzas resistentes verticales (kg).

F_F = Fuerzas de flotación (kg).

E_{Arq} = Empuje de Arquímedes (kg).

γ_w = Peso específico del agua 1000 (kg/m³)

V_{sum} = Volumen sumergido (m³).

A = Área de la base (m²).

h_{nf} = Altura nivel freático (m).

1.7.2.8.2 Asentamiento diferencial y tolerable

El suelo de cimentación debe trabajar bajo una carga tal que no se modifique el equilibrio, es decir, no se produzcan deformaciones o asentamientos que repercutan en los elementos de la estructura, para el cual no han sido diseñados. (Harmsen,2002).

De acuerdo a Das (2012), el asentamiento se puede dividir en dos categorías principales, el asentamiento inmediato o elástico (inmediatamente después de la construcción) y el asentamiento por consolidación (durante el tiempo). El asentamiento total es la suma del asentamiento inmediato y de consolidación. En general, las cimentaciones superficiales se diseñan para un asentamiento máximo de 25mm (1”) y un asentamiento diferencial de aproximadamente 19mm.

El asentamiento diferencial tiene mayor importancia que el total, debido que la magnitud del diferencial depende del suelo y la estructura. Los asentamientos diferenciales se caracterizan por la distorsión angular. (Alva, 2012).

La norma RNE E.050 (2006), establece las distorsiones angulares para evaluar los asentamientos tolerables o límites de acuerdo al efecto de la estructura sobre la cimentación.

El asentamiento diferencial máximo:

Tabla 32

Distorsión angular.

Distorsión angular = α	
$\alpha = \frac{\delta_d}{L}$	Descripción
1/150	Límite en el que se espera daño estructural en edificios convencionales
1/250	Límite en que la pérdida de verticalidad de edificios altos y rígidos es visible.
1/300	Límite en que se espera dificultades con puentes grúas y grietas en paredes.
1/500	Límite en que no se permiten grietas y para cimentaciones circulares o anillos de cimentación de estructuras rígidas, altas y esbeltas.
1/650	Límite para edificios rígidos de concretos cimentados sobre solado e= 1.20 m.
1/750	Límite donde se espera dificultades con maquinaria sensible a asentamientos.

Fuente: RNE E.050, 2006.

El asentamiento inmediato, Bowles (1987) propone:

$$\delta_i = q_{\text{neta-adm}} \cdot B_c \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} I_f$$

δ_d = Asentamiento diferencial (cm).

δ_i = Asentamiento inmediato (cm).

$q_{\text{neta-adm}}$ = Capacidad neta admisible (kg/cm²).

E_s = Módulo de elasticidad del suelo (kg/cm²).

B_c = Ancho de la cimentación (cm).

ν_s = Módulo de poisson del suelo.

I_f = Factor de forma (cm/cm).

L = Longitud entre ejes (cm).

Tabla 33

Módulo de elasticidad del suelo.

Tipo de suelo	Es (tn/m ²)
Arcilla muy blanda	30-300
Arcilla blanda	200-400
Arcilla media	450-900
Arcilla dura	700-2000
Arcilla arenosa	3000-4250
Suelos graciareos	1000-16000
Loess	1500-6000
Arena limosa	500-2000
Arena suelta	1000-2500
Arena Densa	5000-10000
Grava arenosa densa	8000-20000
Grava arenosa suelta	5000-14000
Arcilla esquistosa	14000-140000
Limos	200-2000

Fuente: Alva, 2012.

Tabla 34*Módulo de poisson.*

Tipo de suelo	ν_s
Arcilla saturada	0.4-0.5
Arcilla no saturada	0.1-0.3
Arcilla arenosa	0.2-0.3
Limo	0.3-0.35
Arena densa	0.2-0.4
Arena de grano grueso	0.15
Arena de grano fino	0.25
Roca	0.1-0.4
Loess	0.1-0.3
Hielo	0.36
Concreto	0.20

Fuente: Alva, 2012.

Tabla 35*Factor de forma.*

Forma de la zapata		Valores de I_f en cm/cm			
		Cimentación flexible			Cimentación rígida
Ubicación		Centro	Esquina	Medio	-
Rectangular	L/B =2	153	77	130	120
	L/B =5	210	105	183	170
	L/B =10	254	127	225	210
Cuadrada		112	56	95	82
Circular		100	64	85	88

Fuente: Alva, 2012.

1.7.2.8.3 Deflexiones

Los elementos sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pueda afectar la resistencia o el funcionamiento de la estructura.

Para las deflexiones el ACI 350-06 (2006) considera los límites de deflexión debido a las cargas de servicio, en el cual la deformación máxima calculada no exceda los límites establecidos.

Tabla 36*Deflexión máxima admisible.*

Miembro	Condición	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos	No soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata L	L/180
Entrepisos		Deflexión inmediata L	L/360
Techo o pisos	Soporten o ligados a elementos no estructurales	Deflexión total (Debido al tiempo por carga permanente e inmediata por L).	L/480
	Susceptibles a deflexiones grandes.		L/240
	No susceptibles a deflexiones grandes.		

Fuente: Adaptado de la tabla 9.5 (b) del ACI350-06, 2006.

Para muros la deflexión máxima debido a cargas de servicio cerca a la altura media en la sección 14.8.4 el ACI350-06 (2006), establece $(L \text{ ó } H) / 500$.

1.7.2.8.4 Borde libre

De acuerdo al ACI350.3-06 (2006), indica que se debe considerar un borde libre entre el fondo del techo y el nivel del líquido, para evitar que se generen presiones hidrodinámicas en el techo del reservorio y evitar daños producidos por el oleaje asociados al modo convectivo.

El borde libre tiene que ser capaz de soportar la máxima oscilación de oleaje $d_{\text{máx}}$, que produce la aceleración horizontal sísmica.

$$\text{Rectangular} \quad d_{\text{máx}} = \frac{L}{2} ZUSC_C$$

$$\text{Circular} \quad d_{\text{máx}} = \frac{D}{2} ZUSC_C$$

Se debe verificar que el borde libre sea mayor o igual al desplazamiento máximo vertical por oleaje.

$$BL \geq d_{\text{máx}}$$

$d_{\text{máx}}$ = Desplazamiento máximo vertical por oleaje (m).

D = Diámetro interior del reservorio (m).

L = Longitud interior del reservorio (m).

Z = Factor de zona:

U = Factor de uso o importancia

S = Factor de suelo

C_C = Coeficiente de amplificación sísmica convectivo

BL = Borde libre (m).

1.7.2.9 Análisis de estabilidad

Para el análisis y diseño de estructuras se debe verificar la estabilidad y se toma en cuenta lo siguiente:

Estabilidad por volteo

Estabilidad por deslizamiento

Esfuerzo admisible

1.7.2.9.1 Estabilidad volteo

La estabilidad por volteo se debe revisar que el momento producido por las fuerzas horizontales actuantes, comparadas con los momentos resistentes no ocasione un volcamiento de la estructura. El análisis se realiza tomando momentos respecto a la base. El cociente del momento resistente entre el momento de volteo, resulta el factor de seguridad.

El factor de seguridad contra volteo se expresa como:

$$FS_V = \frac{M_R}{M_V} \geq 1.5$$

M_R = Momento resistente (momento de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto a la base) en kg.m.

M_V = Momento de volteo (momento de las fuerzas que tienden a volcar la estructura respecto a la base) em kg.m.

1.7.2.9.2 Estabilidad por deslizamiento

La estabilidad por deslizamiento se debe tratar de equilibrar las fuerzas horizontales externas y la fricción desarrollada entre la estructura y el terreno de cimentación.

$$\mu = \tan\phi = \frac{F_R}{\text{Peso tanque}} \quad F_R = \mu (\text{Peso tanque})$$

ϕ_s = Ángulo de fricción del suelo.

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa como:

$$FS_d = \frac{F_R}{F_D} \geq 1.25$$

F_R = Fuerzas resistentes horizontales (kg).

F_D = Fuerzas actuantes horizontales (kg).

1.7.2.9.3 Esfuerzo admisible

Se investiga la capacidad portante del suelo previo al proyecto, realizando el muestreo en el área que ocupará la cimentación y en la profundidad que llegará la influencia del reservorio.

Se debe evaluar que las presiones máximas en el suelo producidas por las cargas de servicio sean menores a la capacidad neta admisible y se esté comprimiendo al suelo de cimentación.

$$q_{\text{máx}} < q_{\text{net-aadm}}$$

$q_{\text{máx}}$ = Presión de contacto máxima en el suelo (kg/cm²)

$q_{\text{net-aadm}}$ = Capacidad de carga neta admisible (kg/cm²).

1.8 Hipótesis y variables

1.8.1 Hipótesis

El Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico, mejora el problema del abastecimiento continuo del sistema de agua potable de la localidad.

1.8.2 Sistema de variables

1.8.2.1 Variable independiente

Parámetros de diseño.

1.8.2.2 Variable dependiente

Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste.

Tabla 37*Operacionalización de variables.*

Variable	Definición		Indicadores	Escala de medición
	Conceptual	Operacional		
<u>Independiente</u> Parámetros de diseño	Consideraciones lineamientos que permiten metodológicamente el diseño.	o que definir el necesarios para un diseño.	Procedimiento por el cual se define o se calcula los datos necesarios para un diseño. Topografía Estudio de suelos Población Demanda de agua Red de distribución Volumen de las estructuras	Intervalo
<u>Dependiente</u> Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste.	Proceso por el cual se pretende mejorar el abastecimiento y la continuidad del sistema de agua potable.	Procedimiento que define la estructura y almacenamiento de agua para el sistema de agua potable.	Dimensionamiento Análisis Diseño	Intervalo

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO II

MATERIAL Y MÉTODOS

2.1 Material

Para el presente proyecto se usó los diferentes recursos.

2.1.1 Recursos humanos

Asesor de la especialidad de Ingeniería civil.

Tesista

Técnico topógrafo: Apoyo en el levantamiento topográfico.

Técnico de mecánica de suelo: Apoyo en el estudio de mecánica de suelos.

Un ayudante: Excavación de calicata.

2.1.2 Recursos materiales

Libreta de campo: Se utilizó para las anotaciones realizadas en campo, datos, bosquejos.

Pintura esmalte: En el pintado de los BM del levantamiento topográfico.

Wincha 5m y 50m, machete, prisma: Desbroce y trazo del levantamiento topográfico.

Palana, sacos, bolsas: En la excavación de la calicata y muestreo de las capas para el EMS.

Códigos, reglamentos, libros: En el diseño de estructuras contenedoras de líquidos, topografía, estudio de mecánica de suelos, hidráulica.

Varios (Lápiz, lapicero, plumón, corrector, papel bond A4, CD, etc.)

2.1.3 Recursos equipos

Laptop: Procesamiento de datos y uso de software SAP2000, Watercad, Civil 3D, AutoCAD, Google Earth, Excel, Word, Power point.

Cámara: Fotografías de campo, de los ensayos en el laboratorio de suelos, de la topografía.

Plotter, Impresora: En la impresión de los documentos del proyecto y ploteos de planos.

Calculadora científica: Se utilizó en los cálculos manuales en campo y gabinete.

Estación total: En el levantamiento topográfico de la zona que corresponde al proyecto.

Equipos del laboratorio de suelo de la UNSM: En el estudio del suelo de la cimentación.

2.2 Metodología

2.2.1 Tipo y nivel de investigación

2.2.1.1 Tipo de investigación

Aplicada, porque busca conocer, actuar, modificar una realidad problemática. Se busca solucionar el abastecimiento continuo del agua potable mediante el diseño de una cisterna y un reservorio tanque elevado e implementar un método simplificado para el diseño de estas estructuras.

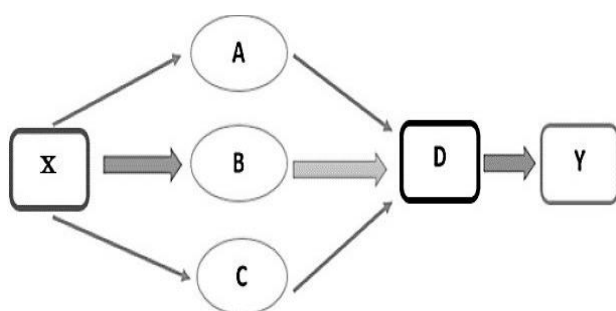
2.2.1.2 Nivel de investigación

Descriptivo, investiga y determina las propiedades y características más representativas del objeto de estudio, el diseño de cisterna y tanque elevado, describe sus parámetros, sus elementos y finalmente su análisis y diseño.

Correlacional, pretende determinar el grado de relación de la variable dependiente que es el diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste y la variable independiente que son los parámetros de diseño.

2.2.2 Diseño de investigación

El diseño de la investigación es experimental, mediante la manipulación de la causa (variable independiente) se pretende establecer el efecto (variable dependiente) de acuerdo a Hernández (2014), sigue de acuerdo al siguiente diagrama:



X: Problemática de la investigación a resolver con los estudios.

A: Aplicación de teoría para el diseño de cisterna y tanque elevado.

B: Estudios en laboratorio.

C: Estudios adicionales para complementar la información.

D: Análisis y comprobación de resultados.

Y: Resultado de la investigación.

2.2.3 Población y muestra

2.2.3.1 Población

Conformado por el distrito de San Cristóbal de Puerto Rico.

2.2.3.2 Muestra

Diseño de cisterna y tanque elevado tipo fuste.

2.2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Tabla 38

Técnicas e instrumentos.

Técnicas	Instrumentos	Fuentes
Observación	Ficha de observación	Insitu, Google earth.
Recopilación de datos	Datos de campo, encuestas.	Distrito San Cristóbal de Puerto Rico y la provincia de Picota.
Recopilación de documentos	Libros, archivos, planos	ACI 350.3-06, ACI 350-06, RNE, Norma técnica de opciones tecnológicas, tesis. Archivos municipales, distrital y provincial. Archivos de INEI, Emapa San Martín, ESCALE.

Fuente: Elaboración propia.

2.2.5 Técnicas de procesamiento y análisis de datos

Tabla 39

Procesamiento y análisis de datos.

Técnicas de procesamiento	Modelamiento topográfico con software Civil3D.
	Hoja de cálculo Excel.
	Establecimiento de los parámetros de diseño.
	Modelamiento hidráulico con software Watercad. Modelamiento estructural con software SAP2000.
Análisis de datos	Verificación de normativas.
	Tabulación de datos.
	Gráficos, cuadros
	Interpretación de datos.

Fuente: Elaboración propia.

2.2.6 Procesamiento de información

El proceso general que se siguió para en el proyecto, presenta los siguientes pasos:

Topografía

Estudio de mecánica de suelos.

Parámetros de diseño.

Cálculo hidráulico.

Cálculo estructural y sísmico

Diseño estructural

Verificaciones y análisis de estabilidad

2.2.6.1 Topografía

El levantamiento topográfico corresponde a la zona donde se proyectaron las estructuras cisterna y tanque elevado con cota 229.15 msnm y coordenadas (342435.6524 E, 9226861.2680 N), se efectuó tomando como referencia los BM H-7 y H-8, para el control planimétrico y altimétrico utilizando el equipo de precisión estación total.

Se realizó el levantamiento topográfico considerando toda la información necesaria del terreno con la finalidad de proyectar las redes de agua potable, así mismo, se proyectó en campo dos BM auxiliares H-9 y H-10 para una posible construcción de las estructuras.

Se obtuvo información de la Municipalidad distrital de Puerto Rico, con datos de levantamiento topográfico del resto de la localidad, que fue empalmada con el proyecto, de tal manera tener un levantamiento topográfico total de la localidad.

Tabla 40

Coordenadas de punto de referencia topográfico.

Punto	Cota (msnm)	Coordenada N	Coordenada E
H-7	230.29	9226847.0920	343330.1965
H-8	230.03	9226833.6240	343417.3330
H-9	229.23	9226835.3890	342469.8748
H-10	229.22	9226831.9380	342391.6490

Fuente: Elaboración propia.

2.2.6.2 Estudio de mecánica de suelos

El estudio se realizó en el laboratorio de suelos de la UNSM, mediante los ensayos y formatos, se encuentra en el anexo 03.

2.2.6.3 Parámetros de diseño

2.2.6.3.1 Período de diseño

De acuerdo al Ministerio de vivienda (2018), es recomendable adoptar los siguientes periodos de diseño:

Reservorio de almacenamiento: 20 años

Líneas de conducción, aducción, impulsión y distribución: 20 años

Estación de bombeo: 20 años

Se define el periodo de diseño de 20 años para el sistema de abastecimiento de agua potable de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.

2.2.6.3.2 Población de diseño

De acuerdo a la información de Población censal del INEI, el número de población en la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico es:

Tabla 41

Población censal.

Caso	Año	Población
Censo Nacional	1972	822
Censo Nacional	1981	905
Censo Nacional	1993	1020
Censo Nacional	2007	1286
Censo Nacional	2017	1192
Población actual- Padrón elaborado	2019	1220

Fuente: Adaptado del INEI Censos Nacionales.

De acuerdo al padrón de habitantes beneficiarios elaborado el año cero 2019, se tiene una población actual 1220 habitantes y 360 viviendas o lotes habitados, con densidad poblacional 3.39 habitantes/vivienda, necesario para el cálculo de la población para un periodo de diseño de 20 años mediante el método analítico:

Tabla 42

Población censada y tasa de crecimiento promedio anual, según provincia.

Provincia	2007		2017		Variación intercensal		Tasa de crecimiento promedio anual
	Absoluto	%	Absoluto	%	Absoluto	%	
Picota	37721	5.2	40545	5	2824	7.5	0.7

Fuente: INEI Censos Nacionales de población y vivienda 2007 y 2017.

Se adopta el valor de la tasa de crecimiento promedio anual (r) de la provincia de Picota 0.7%, debido a una tasa de crecimiento negativo entre el año 2007 y 2017.

I. Método aritmético

$$P_f = P_o(1 + r \cdot t) \quad r = \frac{P_f/P_o - 1}{t}$$

Tabla 43

Población de diseño por el método aritmético.

Año	Población	Tasa de crecimiento (r)
1972	822	0.011219
1981	905	0.010589
1993	1020	0.018627
2007	1286	0.007
2017	1192	0.011745
2019	1220	0.0118
2024	1292	0.0118
2029	1364	0.0118
2034	1437	0.0118
2039	1509	0.0118

Fuente: Elaboración propia.

$$P_{f2039} = 1509 \text{ hab}$$

II. Método geométrico

$$P_f = P_o(1 + r)^t \quad r = \left(\frac{P_f}{P_o}\right)^{\frac{1}{t}} - 1$$

Tabla 44*Población de diseño por el método geométrico.*

Año	Población	Tasa de crecimiento (r)
1972	822	0.011219
1981	905	0.010589
1993	1020	0.018627
2007	1286	0.007
2017	1192	0.011677
2019	1220	0.0112
2024	1290	0.0112
2029	1364	0.0112
2034	1442	0.0112
2039	1525	0.0112

Fuente: Elaboración propia.

$$P_{f2039} = 1525 \text{ hab}$$

III. Método parabólico de 2do grado

$$P_f = a_0 + a_1t + a_2t^2$$

Tabla 45*Población de diseño por el método parabólico de 2do grado.*

Año	Población
1972	822
1981	905
1993	1020
2007	1286
2017	1192
2019	1220
2024	1238
2029	1236
2034	1226
2039	1209

Fuente: Elaboración propia.

$$a_0 = -638736.5602 \quad a_1 = 631.9752302 \quad a_2 = -0.156019007$$

$$P_{f2039} = 1209 \text{ hab}$$

Se selecciona la curva del método aritmético por ser promedio:

$$\text{Tasa de crecimiento (r)} = 1.18\%$$

$$\text{Población de diseño (P}_d\text{)} = 1509 \text{ hab}$$

Tabla 46

Proyección de la población y viviendas según método aritmético.

Método aritmético			
Año		Proyección Poblacional	Proyección de Viviendas
0	2019	1220	360
5	2024	1292	381
10	2029	1364	403
15	2034	1437	424
20	2039	1509	445

Fuente: Elaboración propia.

2.2.6.3.3 Demanda de agua

I. Dotación

De acuerdo al Ministerio de Vivienda (2018), considerando la localidad como zona rural y debido que no se cuenta con la existencia de un estudio de dotación real se opta por los siguientes valores:

Datos	Dotación
Dotación per cápita	100 l/hab.d
Educación primaria e inferior (sin residencia)	20 l/alumno.d
Educación secundaria y superior (sin residencia)	25 l/alumno.d

II. Consumo

Es necesario determinar los consumos netos para calcular el caudal promedio anual, debido que se considera una demanda agregada y se obtiene valores más conservadores.

i. Consumo doméstico

Se tiene la población de diseño (P_d) igual a 1509 habitantes y se considera el valor de la dotación (Dot) igual a 100 l/hab.d para calcular el consumo doméstico (CD).

$$CD = \text{Dot} \cdot P_d$$

$$CD = 150900 \text{ l/d.}$$

ii. Consumo estatal

Con los datos del padrón de beneficiarios del anexo 04, se calcula los consumos estatales:

iii. Consumo estatal inicial 310

Tabla 47

Cantidad de alumnos y docentes nivel inicial en el año 2019.

Matrícula por período según edad 2019	
Alumnos 2019	
Total	88
0 años	0
1 año	0
2 años	0
3 años	33
4 años	32
5 años	23
6 años	0
7 años	0
Docentes 2019	
Total	5

Fuente: ESCALE Estadística de la Calidad Educativa, 2019. (Elaboración propia).

CE - I = (N° alumnos+ docentes) (Dot) (30 días)

CE - I = (93 hab) (20 l/hab.d) (30 días)

CE - I = 55.80 m³/mes

iv. Consumo estatal primario 0063

Tabla 48

Cantidad de alumnos y docentes nivel primario en el año 2019.

Matrícula por período según edad 2019	
Alumnos 2019	
Total	170
1 grado	27
2 grado	29
3 grado	48
4 grado	20
5 grado	21
6 grado	25
Docentes 2019	
Total	8

Fuente: ESCALE Estadística de la Calidad Educativa, 2019. (Elaboración propia).

CE - P = (N° alumnos+ docentes) (Dot) (30 días)

CE - P = (178 hab) (20 l/hab. d) (30 días)

CE - P = 106.80 m³/mes

v. Consumo estatal secundario 0777

Tabla 49

Cantidad de alumnos y docentes nivel secundario en el año 2019.

Matrícula por período según edad 2019	
Alumnos 2019	
Total	95
1 grado	25
2 grado	16
3 grado	25
4 grado	12
5 grado	17
Docentes 2019	
Total	8

Fuente: ESCALE Estadística de la Calidad Educativa, 2019. (Elaboración propia).

CE - S = (N° alumnos+ docentes) (Dot) (30 días)

CE - S = (103 hab) (25 l/hab.d) (30 días)

CE - S = 77.25 m³/mes

a. Consumo estatal Iglesia

CE - I = (N° iglesias) (Densidad) (Dot) (30 días)

CE - I = (4 Viviendas) (2 hab/Viviendas) (100 l/hab. día) (30 días)

CE - I = 24 m³/mes

b. Consumo estatal usos múltiples

CE - UM = (N° uso múltiple) (Densidad) (Dot) (30 días)

CE - UM = (5 Viviendas) (2 hab/Viviendas) (100 l/hab. día) (30 días)

CE - UM = 30 m³/mes

c. Consumo estatal Posta de salud

CE - PS = (N° Posta de salud) (Densidad) (Dot) (30 días)

CE - PS = (1 Viviendas) (4 hab/Viviendas) (100 l/hab. día) (30 días)

CE - PS = 12 m³/mes

d. Consumo estatal Municipalidad

CE - M = (N° Municipalidad) (Densidad) (Dot) (30 días)

CE - M = (1 Viviendas) (2 hab/Viviendas) (100 l/hab. día) (30 días)

$$CE - M = 6 \text{ m}^3/\text{mes}$$

$$\text{Consumo estatal total} = 311.85 \text{ m}^3/\text{mes}$$

$$\text{Caudal estatal total} = 0.120 \text{ l/s}$$

III. Variaciones de consumo o demanda

De acuerdo al RNE OS.100 (2006), para la zona rural al no existir información estadística de las variaciones de consumo referidos al promedio diario anual se toma en cuenta los siguientes valores:

Datos	Valor
Coeficiente máximo anual de la Demanda diaria (k1)	1.3
Coeficiente máximo anual de la Demanda horaria (k2)	2

IV. Caudales de diseño

i. Caudal promedio diario anual (Q_p)

Se considera los consumos domésticos más los estatales, obteniendo un valor más preciso e interactivo de acuerdo a la información de campo recopilada mediante el padrón de habitantes beneficiarios, con el apoyo de la Guía de Opciones Tecnológicas.

$$Q_p = \frac{\text{Dot. } P_d}{86400} + \text{Caudal estatal total}$$

$$\text{Dot} = 100 \text{ l/s}$$

$$P_d = 1509 \text{ hab}$$

$$\text{Caudal estatal total} = 0.120 \text{ l/s}$$

$$Q_p = 1.867 \text{ l/s}$$

ii. Caudal Máximo diario (Q_{md})

Teniendo en cuenta el valor de k1 igual a 1.3 para zona rural:

$$Q_{md} = 1.3Q_p$$

$$Q_{md} = 2.427 \text{ l/s}$$

iii. Caudal Máximo horario (Q_{mh})

Teniendo en cuenta el valor de k2 igual a 2 para zona rural:

$$Q_{mh} = 2Q_p$$

$$Q_{mh} = 3.734 \text{ l/s}$$

V. Fuente de abastecimiento

La fuente de abastecimiento es mediante el sistema existente de la provincia de Picota, el cual capta el agua tipo superficial del río Huallaga por medio de una balsa flotante y es bombeado mediante bombas de 100 HP un caudal de 30 l/s durante 16 horas al PTAP para su purificación, que se encuentra ubicado superior a la comunidad y mediante gravedad el agua es conducida al reservorio existente de 250 m³; que a su vez, distribuye a las diferentes localidades entre ellas el de San Cristóbal de Puerto Rico.



Figura 55: Balsa flotante en río Huallaga en la provincia de Picota. (Fuente: Elaboración propia).



Figura 56: Reservorio existente ramal sur de 250 m³ en la provincia de Picota. (Fuente: Elaboración propia).

VI. Calidad del agua

De acuerdo al Reglamento del Ministerio de la Salud (2011), el agua potable deberá cumplir con los parámetros de calidad de agua para consumo humano; mediante la información proporcionada por Emapa San Martín se verifica los valores:

Tabla 50

Cantidad de alumnos y docentes nivel secundario en el año 2019.

Control de parámetros básicos											
Fecha/ mes	Hora	Diferencia de altura	Turbiedad (UNT)				pH			Cl res.	
		Caudal (l/s)	AC	AD	AF	R250 m ³	AC	AD	AF	R250 m ³	mg/l 250 m ³
29-11	9 am	70	351	30.8	10.7	10.8	6.40	6.50	6.30	6.45	1.60
30-11	1 pm	70	14.8	13.1	12.5	18	6.84	6.73	6.72	6.75	0.87
01-12	10 am	68	283	11.2	17.2	26.2	6.56	6.62	6.41	6.46	1.35
02-12	9 am	70	96.4	5.60	11.6	15.2	6.75	7.08	7.20	7.14	1.27

Observaciones:

Fuente: Emapa San Martín S.A - Picota, 2019.

Se verifica que los valores están entre los parámetros indicados de acuerdo al Reglamento del Ministerio de la Salud (2011), con pH entre 6.5 – 8.

VII. Línea de conducción

Es necesario el cálculo de la línea de conducción nueva a fin de verificar el abastecimiento mediante la red existente de diámetro de 200mm y caudal de salida 30 l/s.

La línea de conducción se calculará considerando el caudal máximo diario (Q_{md}), teniendo como cota de inicio del reservorio existente 277.50 m.s.n.m y cota de llegada 229.55 m.s.n.m de longitud 15.94531 km, haciendo uso de la fórmula de Hazen y Williams:

Datos	Valor
Coeficiente Hazen y Williams:	$C = 150 \sqrt{pie}/s$
Diámetro de la tubería:	D en pulg
Caudal máximo diario:	$Q_{md} = 2.427 \text{ l/s}$
Pendiente:	$S = (277.5-229.55) / 15.94531 = 3.01 \text{ m/km}$

$$Q_{md} = 0.0004264CD^{2.63}S^{0.54}$$

$$D = 3.18 \text{ pulg} = 80 \text{ mm}$$

Diámetro comercial:

$$D = 90 \text{ mm}$$

$$h_f = 28.55 \text{ m}$$

$$\text{Presión de entrada} = (277.5 - 229.55) - 28.55 + 4.30 = 23.70 \text{ mca}$$

De acuerdo al trabajo de campo y recopilación de datos se ha obtenido:

El punto de captación en la línea de conducción presenta una presión de entrada de 8 mca. Presiones menores a la mínima y negativas en diferentes puntos de la red de agua existente. Suministro de agua en promedio de 2 horas diarias y no todos los días.

Línea de conducción al límite de su vida útil.

Con el nuevo diámetro y caudal de diseño se cumple con la presión de llegada y se obtiene valores menores al existente; sin embargo, no se satisface la continuidad del suministro; por el cual, es necesario plantear una estructura de almacenamiento con el fin de asegurar el suministro constante de agua y las presiones en la red de distribución.

VIII. Estación de bombeo y Cisterna

Se proyecta la estructura de almacenamiento cisterna considerando el volumen que se requiere para almacenar el caudal máximo diario, para el periodo más largo de descanso de las bombas. (Ministerio de Vivienda, 2018).

$$V_a = 3.6Q_{md}T \quad T = \left(\frac{24 - N}{2}\right)$$

Datos	Valor
Caudal máximo diario:	$Q_{md} = 2.427 \text{ l/s}$
Tiempo más largo de descanso de las bombas:	T en horas
Número de horas de bombeo al día:	N = 12 h
Volumen de almacenamiento:	V_a en m ³

$V_a = 55 \text{ m}^3$, se considera volumen múltiplo de 5.

IX. Línea de Impulsión

La línea de impulsión conduce el agua desde la cisterna al tanque elevado mediante bombeo, para el cálculo del diámetro de la tubería se deberá considerar el caudal máximo diario en el periodo de funcionamiento de la bomba.

$$Q_b = Q_{md} \frac{24}{N} \cdot \frac{1}{1000}$$

Para el cálculo del diámetro de la tubería de impulsión:

$$D = 0.96 \left(\frac{N}{24} \right)^{\frac{1}{4}} Q_b^{0.45}$$

Datos	Valor
Caudal máximo diario:	$Q_{md} = 2.427 \text{ l/s}$
Número de horas de bombeo al día:	$N = 12 \text{ h}$
Caudal de bombeo:	$Q_b \text{ en m}^3/\text{s}.$
Diámetro interior aproximado:	$D \text{ en m}.$
Velocidad media de flujo:	$V \text{ en m/s}$

Cálculo del caudal de bombeo y diámetro:

$$Q_b = 0.004854 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 0.073 \text{ m} = 73 \text{ mm}$$

Diámetro comercial:

$$D = 0.09 \text{ m} = 90 \text{ mm}$$

El cálculo de la velocidad media:

$$V = \frac{4Q_b}{\pi \cdot D^2} = 0.89 \text{ m/s}$$

Se verifica que la velocidad está dentro del parámetro de 0.6 y 2 m/s, de acuerdo a la norma.

X. Equipos electromecánicos

Se considera una bomba centrífuga horizontal, debido que permite ubicarlo en un lugar distinto de la fuente de abastecimiento y en un lugar seco, tiene un bajo costo de operación y mantenimiento.

La potencia de la bomba considerando el caudal de bombeo y la distancia entre la cisterna y el tanque elevado se calcula mediante la fórmula:

$$P_b = \frac{Q_b \cdot H_t}{76\varepsilon}$$

La altura dinámica total (Ht):

$$H_t = H_s + H_d + H_f + P_s$$

Datos	Valor
Potencia de equipo de bombeo en HP:	P _b en HP
Caudal de bombeo:	Q _b = 4.854 l/s
Presión de llegada al reservorio:	P _s = 2 m
Altura de succión:	H _s = 0.35 m
Eficiencia teórica del 70% al 90%:	ε = 70%

Cálculo de potencia de la bomba:

$$H_t = 0.35 + 27.73 + 0.52 + 2 = 30.60 \text{ m}$$

$$P_b = 2.79 \text{ Hp}$$

Bomba a instalar:

$$P_b = 1.30 \times 2.79 = 4 \text{ Hp}$$

Se debe instalar dos bombas de 4HP cada uno; el cual, van a trabajar alternadamente.

XI. Volumen de almacenamiento

El volumen total de la estructura de almacenamiento del tanque elevado está conformado por la suma de los volúmenes:

$$V_{\text{almacenamiento}} = V_{\text{regulación}} + V_{\text{incendios}} + V_{\text{reserva}} + V_{\text{funcionamiento}}$$

i. Volumen de regulación

Debido que no se cuenta con la disponibilidad de información de las variaciones horarias de consumo, el volumen de regulación se calculará de acuerdo al Ministerio de vivienda (2018), para la zona rural y sistema discontinuo se considera el 30% del promedio anual de la demanda en función al número y duración de periodos de bombeo.

$$V_{\text{regulación}} = 86.4(0.30Q_p \cdot \frac{24}{N})$$

Datos	Valor
Volumen de regulación:	$V_{\text{regulación}}$ en m ³ .
Caudal promedio diario anual:	$Q_p = 1.867$ l/s.
Número de horas de bombeo al día:	$N = 12$ h

$$V_{\text{regulación}} = 95 \text{ m}^3$$

ii. Volumen contra incendio

Se considera volumen contra incendio para poblaciones futuras o poblaciones de servicio mayores a 10000 habitantes, para el caso se tiene 1509 habitantes proyectados, no es recomendable y resulta antieconómico proyectar demanda contra incendio.

$$V_{\text{incendios}} = 0.00 \text{ m}^3$$

iii. Volumen de reserva

El volumen de reserva debe ser proporcional al tiempo que paraliza el sistema de abastecimiento de agua. Para el sistema discontinuo el volumen de reserva se calcula:

$$V_{\text{reserva}} = 3.6Q_b \cdot T$$

Datos	Valor
Volumen de reserva:	V_{reserva} en m ³ .
Caudal de bombeo:	$Q_b = 4.854$ l/s.
Tiempo de interrupción:	$T = 2$ h

$$V_{\text{reserva}} = 35 \text{ m}^3$$

iv. Volumen de funcionamiento

Es el volumen muerto que garantiza la sumergencia de las tuberías de salida. Se calcula la altura h sobre el eje de la tubería de acuerdo a Azevedo (1998), que permite calcular el volumen de funcionamiento mediante:

$$h = \left(\frac{Q_{mh}}{Cd \cdot A_t} \right)^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

$$H = h + \frac{d}{2} + h_1$$

$$V_{\text{funcionamiento}} = 15\% (A_f \cdot H)$$

Datos	Valor
Altura de agua sobre el eje de la tubería:	h en m.
Altura mínima:	h1= 0.10 m
Caudal máximo horario:	Q _{mh} = 3.734 l/s = 0.003734 m ³ /s.
Coefficiente de descarga:	Cd = 0.8
Gravedad:	9.81 m/s ²
Diámetro de la tubería de salida:	d = 2 ½", se asume diámetro.
Área de la sección de la tubería:	A _t = 0.00317 m ²
Área fondo de cuba:	A _f = en m ² .
Volumen de funcionamiento:	V _{funcionamiento} en m ³ .

Se calcula la altura de agua total en función al volumen de agua:

$$h = 0.11\text{m}$$

$$H = 0.11 + 0.03 + 0.1 = 0.24 \text{ m}$$

$$\text{Volumen de agua} = V_{\text{regulación}} + V_{\text{incendios}} + V_{\text{reserva}}$$

$$\text{Volumen de agua} = 130 \text{ m}^3$$

$$H = 0.24 \text{ m}$$

$$D = 26.13 \text{ m}$$

$$H/D = 0.005, \text{ no cumple.}$$

Interactuando con la altura, diámetro se obtiene:

$$H = 4.55 \text{ m}$$

$$D = 6.05 \text{ m}$$

$$H/D = 0.75, \text{ cumple.}$$

Se calcula el volumen final:

$$A_f = 28.75 \text{ m}^2$$

$$H = 4.55 \text{ m}$$

Volumen de funcionamiento:

$$V_{\text{funcionamiento}} = 15\%(A_f \cdot H) = 20.00 \text{ m}^3$$

Volumen de almacenamiento:

$$V_{\text{almacenamiento}} = 150 \text{ m}^3$$

XII. Línea de aducción

Se va encargar de conducir el caudal máximo horario desde el Tanque elevado hasta la red de distribución por gravedad.

Haciendo uso del software Watercad V8i se realiza los cálculos y verificaciones hidráulicas con el fin de encontrar la altura hasta el fondo del Tanque elevado para asegurar las presiones y velocidades mínimas en la red, como indica la Norma técnica de Opciones Tecnológicas.

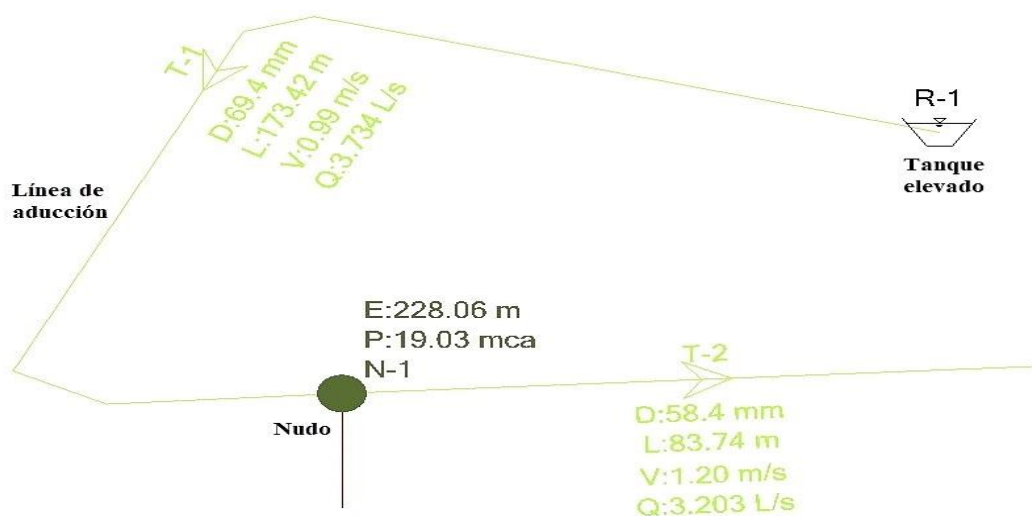


Figura 57: Línea de aducción para el tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en Watercad).

XIII. Red de distribución

La red de distribución se diseña con el caudal de máximo horario. De acuerdo a la topografía, de la viabilidad, la ubicación de la fuente de abastecimiento y del tanque elevado, se realiza la construcción de la red nueva basados en las curvas de nivel y lotización, teniendo en cuenta la red existente para el uso de algunos tramos.

Se determina un modelo mixto es un tipo mallado y tipo ramificado. El casco de la localidad se diseñará como tipo malla y los ramales como ramificado. En las redes de distribución se

debe considerar que la presión máxima en cualquier punto de la red no debe ser más de 60 mca y no menor de 5 mca para zona rural.

i. Cálculo de caudales en los nudos

Se utilizó el método de área unitaria para definir los caudales en los nudos o caudal de salida del sistema de agua potable.

Método de las áreas:

$$Q_u = Q_{mh}/A_t$$

Datos	Valor
Caudal máximo horario:	$Q_{mh} = 3.734 \text{ l/s}$
Área total de influencia:	$A_t = 59.2320 \text{ ha}$
Área de influencia del nudo i:	$A_i \text{ en ha.}$
Caudal unitario:	$Q_u \text{ en l/s. ha}$
Caudal en el nudo i:	$Q_i \text{ en l/s.}$

$$Q_u = 0.063 \text{ l/s. ha}$$

$$Q_i = Q_u \cdot A_i$$

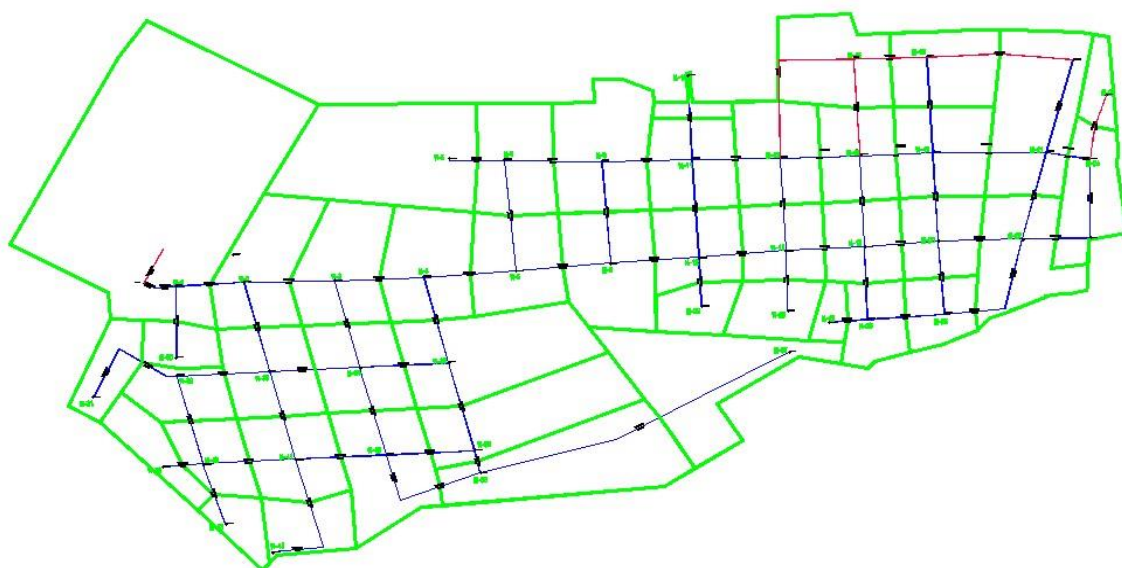


Figura 58: Caudales en los nudos por el método del área unitaria. (Fuente: Elaboración propia en AutoCAD).

Tabla 51*Caudales en los nudos o caudal de salida del sistema de agua.*

Nudos	Cota (msnm)	Cota de tubería (msnm)	Área (ha)	Q_i (l/seg)
N-1	229.060	228.060	7.9273299	0.49974
N-2	229.130	228.130	1.5118507	0.09531
N-3	228.760	227.760	1.5245014	0.09610
N-4	229.250	228.250	1.4565506	0.09182
N-5	228.870	227.870	1.3249259	0.08352
N-6	229.250	228.250	2.8403059	0.17905
N-7	229.250	228.250	1.3225369	0.08337
N-8	228.740	227.740	1.7807336	0.11226
N-9	229.270	228.270	1.5631494	0.09854
N-10	228.100	227.100	0.2116868	0.01334
N-11	228.750	227.750	1.1988369	0.07557
N-12	229.750	228.750	1.0316798	0.06504
N-13	229.090	228.090	1.313179	0.08278
N-14	229.750	228.750	0.9667228	0.06094
N-15	228.400	227.400	1.4409479	0.09084
N-16	229.250	228.250	1.1001091	0.06935
N-17	229.530	228.530	0.9454581	0.05960
N-18	228.230	227.230	1.2291663	0.07749
N-19	228.900	227.900	1.2855778	0.08104
N-20	229.350	228.350	0.9760667	0.06153
N-21	229.250	228.250	2.1140736	0.13327
N-22	229.280	228.280	1.4604249	0.09207
N-23	229.260	228.260	0.3809392	0.02401
N-24	229.250	228.250	1.1023851	0.06949
N-25	229.740	228.740	0.7046745	0.04442
N-26	229.750	228.750	0.734311	0.04629
N-27	229.820	228.820	0.2649739	0.01670
N-28	228.890	227.890	0.7377657	0.04651
N-29	229.280	228.280	0.5662716	0.03570
N-30	229.190	228.190	0.5021765	0.03166
N-31	230.110	229.110	0.6529144	0.04116
N-32	229.280	228.280	0.7716873	0.04865
N-33	229.250	228.250	1.2330234	0.07773
N-34	229.250	228.250	1.2018208	0.07576
N-35	229.230	228.230	2.2009223	0.13875
N-36	229.430	228.430	1.8420991	0.11613
N-37	229.820	228.820	2.2643494	0.14275
N-38	229.700	228.700	2.2523989	0.14199

N-39	230.750	229.750	0.6513507	0.04106
N-40	229.750	228.750	0.7588577	0.04784
N-41	229.740	228.740	1.1620454	0.07326
N-42	229.610	228.610	1.5374882	0.09692
N-43	230.460	229.460	0.4549852	0.02868
N-44	230.120	229.120	0.7287568	0.04594
TOTAL			59.232011	3.734

Fuente: Elaboración propia.

2.2.6.4 Cálculo hidráulico

2.2.6.4.1 Modelamiento hidráulico

Para el modelamiento hidráulico se utilizará el software Watercad V8i de acuerdo a las recomendaciones de Olivari & Castro (2008), el cual, es un programa de cómputo que permite modelar, simular y diseñar el sistema de agua, basados en la ecuación de Hazen y Williams y Hardy Cross, de manera rápida e interactiva.

Mediante simulación de la red proyectado a un periodo de diseño de 20 años, se calcula y se verifica las presiones y velocidades en la red cumplan con los parámetros indicados en la norma técnica. Se define la altura del fuste en función a los parámetros hidráulicos para mantener la presión requerida en la red de distribución.

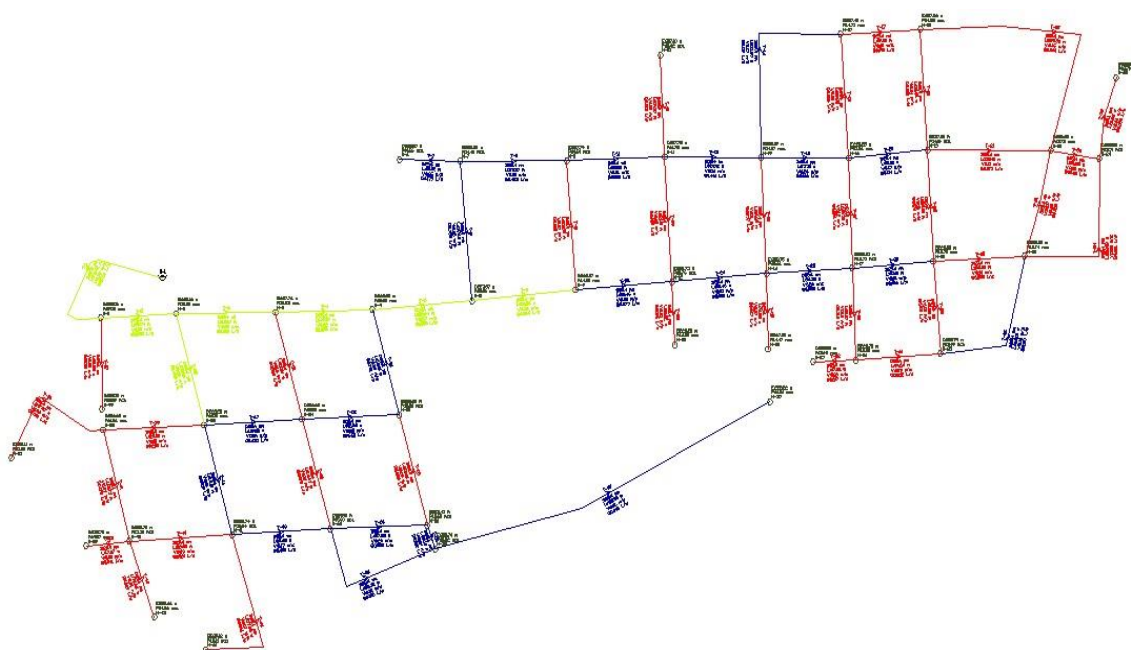


Figura 59: Modelamiento de la red de distribución y tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en Watercad).

La red de distribución estará conformada por tuberías de PVC con el criterio que los diámetros menores de 1 ½" de clase 10 unión normal y mayores de 1 ½" clase 7.5 unión flexible, con sus sistemas de válvulas de control y mantenimiento.

Luego de asignar los caudales de salida en los nudos, es posible modelar la red y verificar la altura del tanque elevado.

Mediante la simulación y ejecución del análisis hidráulico con el software Watercad V8i, considerando la red proyectada, se puede apreciar los parámetros hidráulicos de las tuberías y nudos sometidas a la demanda calculada.

Tabla 52

Cálculos hidráulicos de las tuberías de la red de distribución.

Tubería	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Material	Hazen-Williams (C)	Caudal (l/s)	Velocidad (m/s)	Perdida de carga (m)
T-1	173.42	75	PVC	150	3.734	0.99	2.42
T-2	83.74	63	PVC	150	3.203	1.20	2.04
T-3	110.67	63	PVC	150	1.618	0.60	0.76
T-4	109.37	63	PVC	150	1.133	0.42	0.39
T-5	112.44	63	PVC	150	1.803	0.67	0.95
T-6	115.84	63	PVC	150	0.964	0.36	0.31
T-7	66.92	33	PVC	150	0.179	0.26	0.22
T-8	137.48	63	PVC	150	0.755	0.28	0.23
T-9	119.37	63	PVC	150	0.493	0.18	0.09
T-10	126.96	63	PVC	150	0.188	0.07	0.02
T-11	109.91	63	PVC	150	0.569	0.21	0.11
T-12	104.37	33	PVC	150	0.013	0.02	0.00
T-13	107.72	63	PVC	150	0.441	0.16	0.07
T-14	213.85	33	PVC	150	0.119	0.17	0.33
T-15	120.95	33	PVC	150	0.063	0.09	0.06
T-16	97.72	33	PVC	150	0.163	0.24	0.27
T-17	89.52	33	PVC	150	0.091	0.13	0.08
T-18	119.42	33	PVC	150	0.030	0.04	0.01
T-19	89.13	33	PVC	150	0.114	0.17	0.13
T-20	298.96	33	PVC	150	0.044	0.06	0.07
T-21	138.41	33	PVC	150	0.073	0.11	0.09
T-22	108.46	63	PVC	150	0.677	0.25	0.15
T-23	121.01	33	PVC	150	0.039	0.06	0.02
T-24	106.45	63	PVC	150	0.615	0.23	0.12
T-25	114.68	33	PVC	150	0.077	0.11	0.08
T-26	96.33	63	PVC	150	0.585	0.22	0.10

T-27	112.72	33	PVC	150	0.084	0.12	0.09
T-28	90.61	33	PVC	150	0.126	0.19	0.16
T-29	109.3	33	PVC	150	0.07	0.10	0.06
T-30	102.39	33	PVC	150	0.095	0.14	0.10
T-31	111.17	33	PVC	150	0.059	0.09	0.05
T-32	54.35	33	PVC	150	0.042	0.06	0.01
T-33	81.33	33	PVC	150	0.024	0.04	0.01
T-34	182.03	33	PVC	150	0.051	0.08	0.06
T-35	91.86	33	PVC	150	0.101	0.15	0.10
T-36	165.00	33	PVC	150	0.107	0.16	0.21
T-37	88.22	33	PVC	150	0.032	0.05	0.01
T-38	115.86	63	PVC	150	1.489	0.56	0.68
T-39	113.39	63	PVC	150	0.268	0.10	0.03
T-40	147.97	33	PVC	150	0.041	0.06	0.03
T-41	113.75	63	PVC	150	0.178	0.07	0.01
T-42	47.87	33	PVC	150	0.041	0.06	0.01
T-43	79.68	33	PVC	150	0.029	0.04	0.01
T-44	113.36	33	PVC	150	0.061	0.09	0.05
T-45	177.98	33	PVC	150	0.046	0.07	0.05
T-46	113.10	63	PVC	150	0.509	0.19	0.09
T-47	109.20	63	PVC	150	0.635	0.24	0.13
T-48	114.47	63	PVC	150	0.279	0.10	0.03
T-49	111.45	63	PVC	150	0.450	0.17	0.07
T-50	111.54	63	PVC	150	0.389	0.15	0.05
T-51	110.6	63	PVC	150	0.761	0.28	0.19
T-52	108.93	63	PVC	150	0.668	0.25	0.15
T-53	113.61	63	PVC	150	0.232	0.09	0.02
T-54	107.85	63	PVC	150	0.530	0.20	0.09
T-55	28.10	33	PVC	150	0.182	0.27	0.10
T-56	162.32	33	PVC	150	0.102	0.15	0.19
T-57	408.06	33	PVC	150	0.143	0.21	0.89
T-58	62.22	33	PVC	150	0.036	0.05	0.01
T-59	74.85	33	PVC	150	0.047	0.07	0.02
T-60	91.27	63	PVC	150	0.315	0.12	0.03
T-61	94.64	63	PVC	150	0.252	0.09	0.02
T-62	47.52	33	PVC	150	0.017	0.02	0.00

Fuente: Elaboración propia en Watercad.

Se observa que las velocidades son bajas y por lo tanto se obtiene tuberías de menor diámetro; sin embargo, la mayoría de las tuberías son de diámetro de 33 mm, cumple con el diámetro mínimo que indica la Norma técnica de Opciones Tecnológicas.

Tabla 53*Presiones de los nudos de la red de distribución.*

Nudo	Cota (msnm)	Presión (mca)
N-1	228.06	19.03
N-2	228.13	16.92
N-3	227.76	16.53
N-4	228.25	15.65
N-5	227.87	15.09
N-6	228.25	14.26
N-7	228.25	14.48
N-8	227.74	14.9
N-9	228.27	14.38
N-10	227.1	15.42
N-11	227.75	14.78
N-12	228.75	13.76
N-13	228.09	14.37
N-14	228.75	13.64
N-15	227.4	14.73
N-16	228.25	13.94
N-17	228.53	13.75
N-18	227.23	14.82
N-19	227.9	14.16
N-20	228.35	13.78
N-21	228.25	13.73
N-22	228.28	13.74
N-23	228.26	13.7
N-24	228.25	13.71
N-25	228.74	13.49
N-26	228.75	13.5
N-27	228.82	13.43
N-28	227.89	14.47
N-29	228.28	14.22
N-30	228.19	18.89
N-31	229.11	15.2
N-32	228.28	16.06
N-33	228.25	16.12
N-34	228.25	15.99
N-35	228.23	15.86
N-36	228.43	15.68
N-37	228.82	14.31
N-38	228.7	15.32
N-39	229.75	14.57
N-40	228.75	15.58

N-41	228.74	15.54
N-42	228.61	15.6
N-43	229.46	14.86
N-44	229.12	15.11

Fuente: Elaboración propia en Watercad.

Se observa que las presiones en todos los nudos de la red son mayores a la presión mínima (5mca para zona rural), por lo tanto, mediante la interacción y simulación hidráulica de la red de distribución, la altura del fuste del tanque elevado queda definido de 20m.

Se determina que cada lote debe tener una conexión domiciliaria de agua potable, con tubería de PVC de 1/2" conectados a la red, en un total de 445 conexiones proyectadas hasta el año 2039.

2.2.6.5 Cálculo estructural

2.2.6.5.1 Cálculo estructural de Cisterna

I. Dimensionamiento

Para la zona rural de acuerdo al Ministerio de Vivienda (2018), se dispone el tanque cisterna de dos ambientes uno para el almacenamiento del agua y el otro para el equipo de bombeo. Se diseñará un tanque semienterrado (cisterna), con el volumen de 55 m³ encontrado en la estación de bombeo, se dimensiona de acuerdo a las relaciones de la forma de la cuba.

Forma de la cuba	Relación	Valor
Rectangular	H_1/L menor	0.75

Las medidas que se adoptaron para tener el tanque rectangular de 55m³ son:

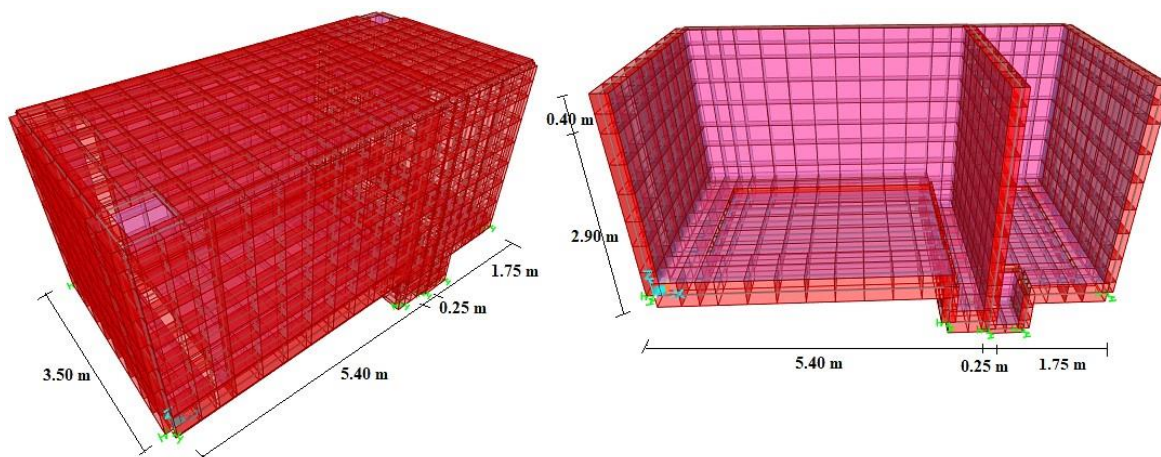


Figura 60: Dimensiones tanque cisterna. (Fuente: Elaboración propia).

II. Predimensionamiento

Tabla 54

Dimensiones asumidas del tanque cisterna.

CISTERNA			
Tanque de almacenamiento		Caseta de bombeo	
Dimensiones (m)	Espesor (m)	Dimensiones (m)	Espesor (m)
L mayor = 5.40	Losa de fondo = 0.20	L mayor = 1.75	Losa de fondo = 0.15
L menor = 3.50	Losa techo = 0.15	L menor = 3.50	Losa techo = 0.15
H = 3.30	Muros = 0.20	H = 3.55	Muros = 0.20
H agua = 2.90	Cimiento = 0.40x0.50	H agua = 0.00	Cimiento = 0.40x0.50

Fuente: Elaboración propia.

Para la forma rectangular, se tomará en cuenta el espesor de muros:

$$H/L \text{ menor} = 2.90 / (3.5 + 2(0.20)) = 0.74 \text{ cumple}$$

Se asume las medidas considerando un tanque rectangular, debido que no es conveniente variar la altura de 2.90 metros que sumado con la cimentación se llegaría a la profundidad deseada, teniendo un suelo semi compacto.

III. Consideraciones para el Modelamiento

Se realiza el análisis y diseño mediante el software SAP2000, de acuerdo a Quezada & Salinas (2014), para determinar lo más certero posible los esfuerzos que afectan al tanque. Para modelar el tanque cisterna se considera las dimensiones entre los ejes de los elementos.

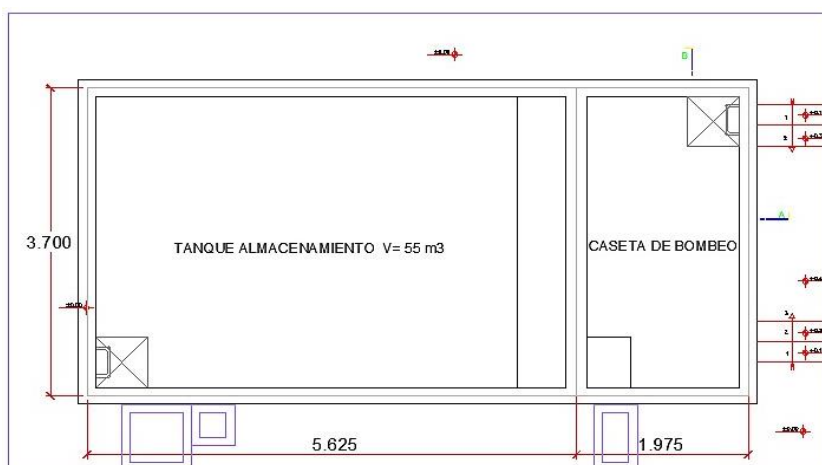


Figura 61: Dimensiones entre ejes del tanque cisterna. (Fuente: Elaboración propia en software AutoCAD).

Dimensiones entre los ejes del Tanque almacenamiento:

$$L \text{ menor} = 3.50 + (2 \times 0.20)/2 = 3.70 \text{ m}$$

$$L \text{ mayor} = 5.40 + (0.20 + 0.25)/2 = 5.625 \text{ m}$$

$$H = 2.90 + 0.40 + (0.20 + 0.15)/2 = 3.475 \text{ m}$$

Dimensiones entre los ejes de la Caseta de bombeo:

$$L \text{ mayor} = 3.50 + (2 \times 0.20)/2 = 3.70 \text{ m}$$

$$L \text{ menor} = 1.75 + (0.25 + 0.20)/2 = 1.975 \text{ m}$$

$$H = 2.90 + 0.40 + 0.25 + (0.15 + 0.15)/2 = 3.70 \text{ m}$$

Todas las paredes exteriores del tanque serán de concreto armado con espesor $e = 0.20$ m y el muro interior de $e = 0.25$ m con recubrimiento mínimo de 5 cm, con resistencia $f'c = 280$ kg/cm² y $f_y = 4200$ kg/cm³ para estructuras hidráulicas de acuerdo al ACI 350-06 (2006).

IV. Definición de los materiales

Se importa los elementos tipo *shell* (cáscara) y se realiza un modelo tridimensional de la estructura, se emplea una resistencia mínima a la compresión del concreto $f'c = 280$ kg/cm².

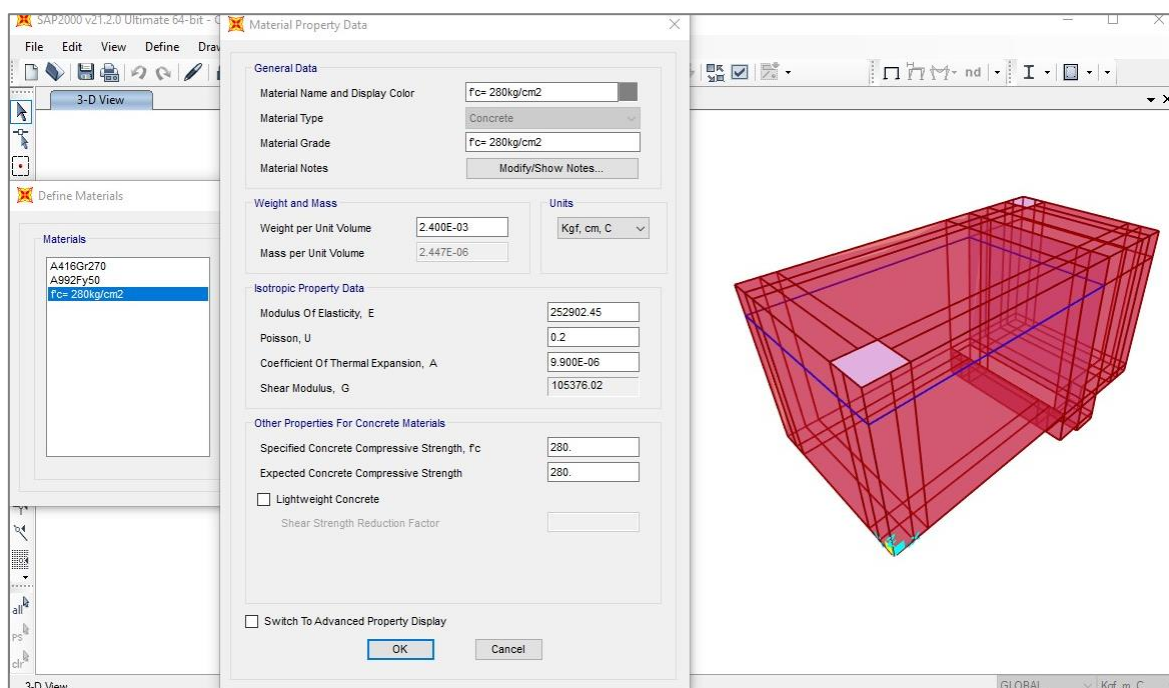


Figura 62: Definición de concreto $f'c = 280$ kg/cm² de la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

V. Definición de secciones

El uso de elementos tipos cáscara permite modelar un comportamiento tipo placa y membrana (elementos con cargas perpendiculares y paralelas al plano). Para considerar *shell thin* (cáscara delgada) o *shell thick* (cáscara gruesa) se realiza la verificación:

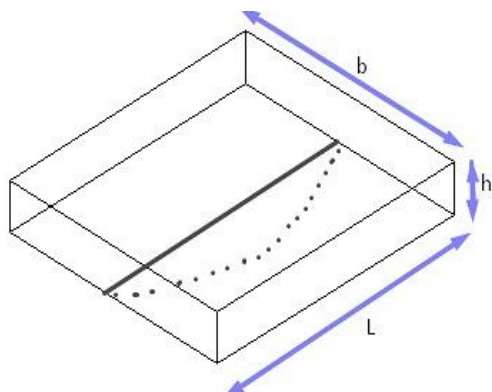


Figura 63: Deformación por cortante. (Fuente: Elaboración propia).

Factor de deformación por cortante ϕ :

$$\phi = \frac{12E_c I}{G_c A_c L^2}$$

$$\phi < 1 \text{ Shell thin}$$

$$\phi > 1 \text{ Shell thick}$$

Módulo de corte del concreto G_c , módulo de elasticidad del concreto E_c :

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu_c)} \quad E_c = 15100\sqrt{f'_c}$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 2526713280 \text{ kg/m}^2$
Módulo de corte del concreto:	$G_c = 1052797200 \text{ kg/m}^2$
Módulo de poisson del concreto:	$\nu_c = 0.2$ para concreto
Área del elemento:	$A = b \cdot h$ en m ²
Área efectiva por cortante:	$A_c = 5A/6$ en m ²
Inercia:	$I = bh^3/12$ en m ⁴

Elemento	b (m)	h (m)	L (m)	A (m ²)	Ac (m ²)	I (m ⁴)	$\phi = \frac{12E_c}{G_c A_c L^2}$
Losa de fondo	3.5	0.2	5.4	0.7	0.58333	0.002	0.00395 < 1
Pared	3.7	0.2	5.625	0.74	0.616667	0.002	0.00364 < 1

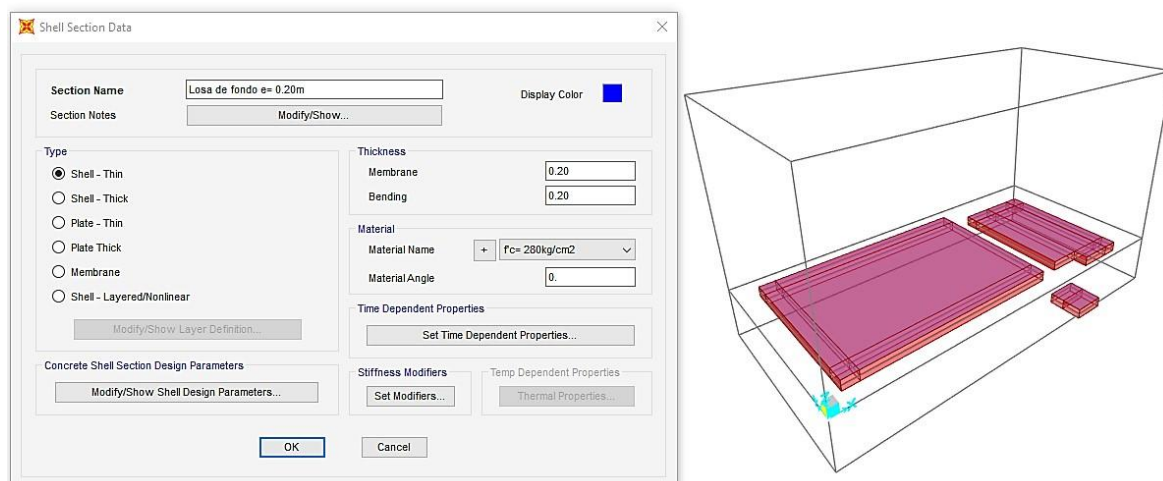


Figura 64: Definición de la sección de la losa de fondo cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

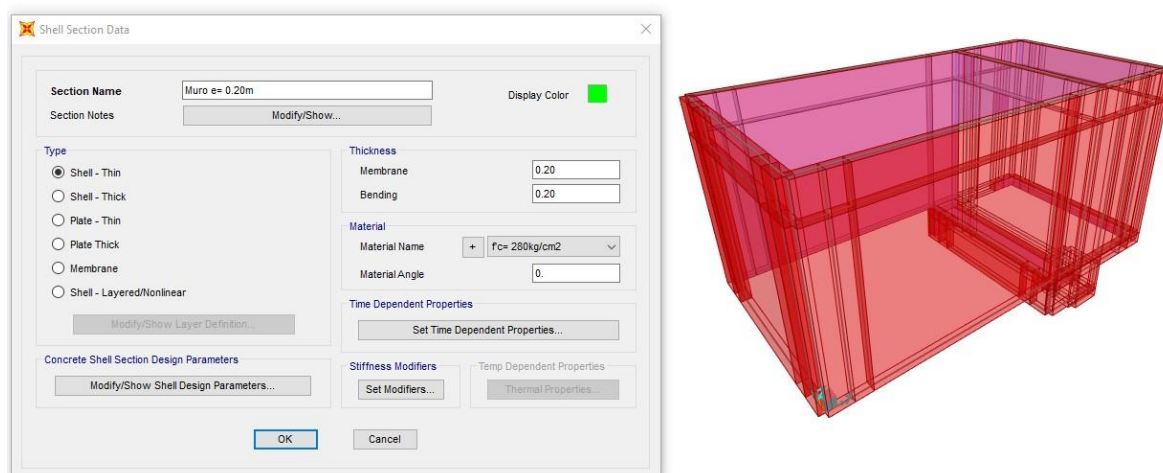


Figura 65: Definición de la sección de la pared cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

VI. Orientación ejes locales y discretización

Se verifica la orientación de los ejes locales, se invierte el eje local 3 en función que las bases de los elementos este hacia adentro, que permite tener un modelo ordenado y orientado para aplicar las cargas y verificar el análisis de resultados en los elementos.

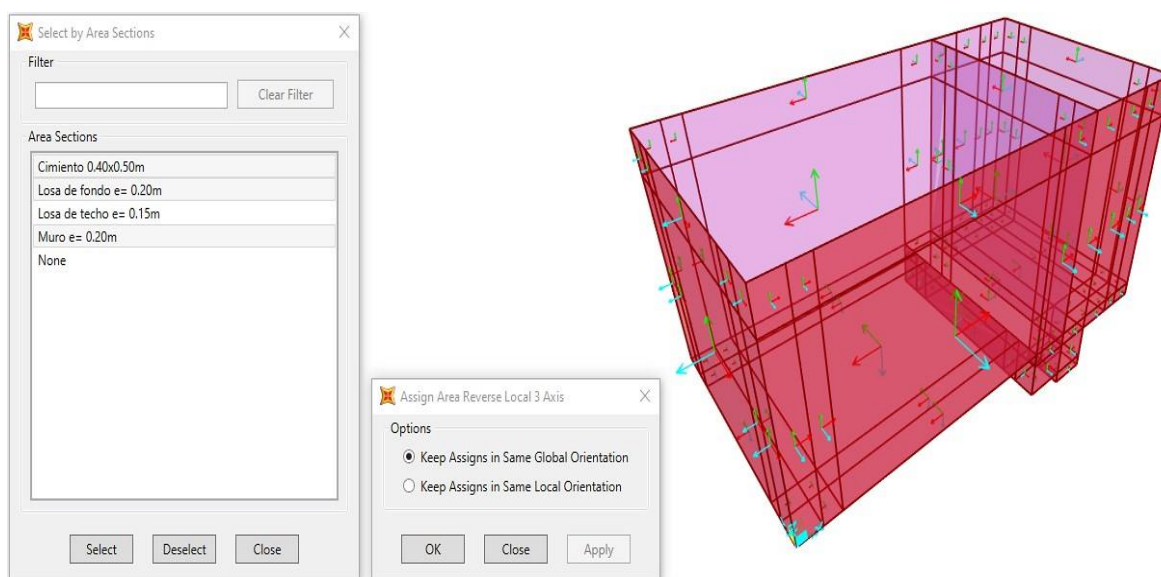


Figura 66: Orientación de los ejes locales de los elementos de la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Los elementos se modelaron como tipo cáscara los mismos que deberán dividirse en un número determinado de áreas pequeñas (discretización) para mejorar la precisión del análisis. Para la discretización de la estructura se utilizó un tamaño máximo de 0.50m.

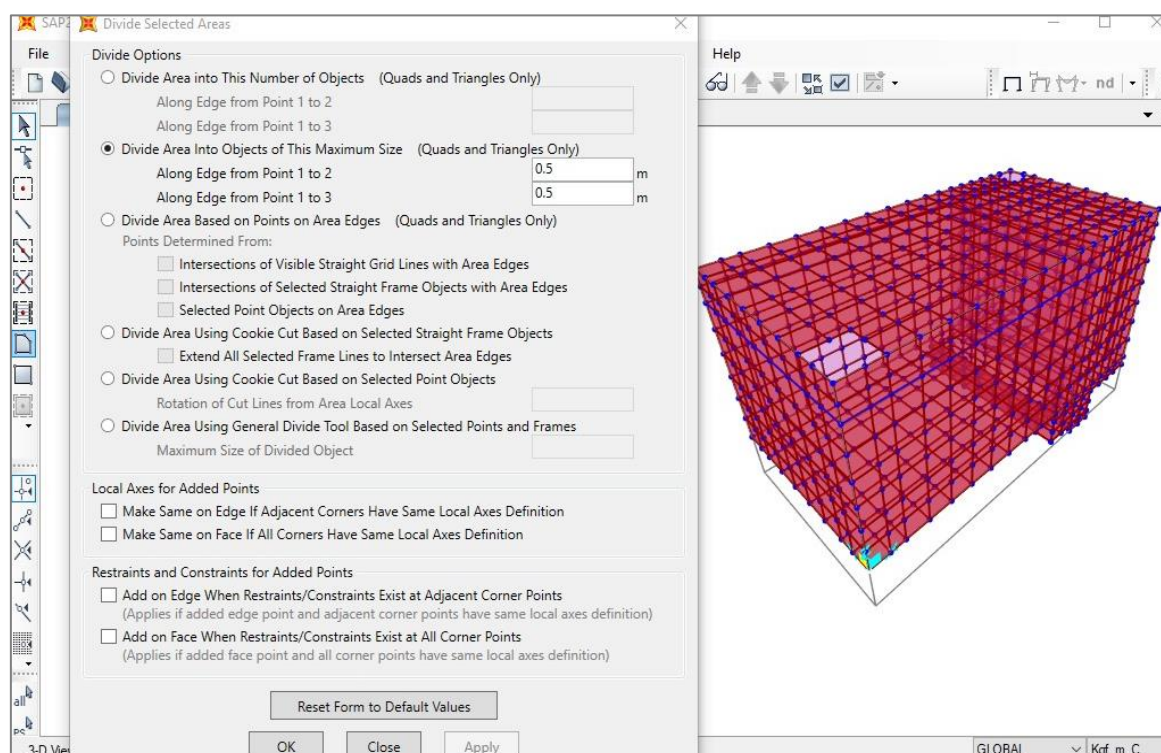


Figura 67: Discretización de los elementos de la estructura cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

VII. Análisis de cargas

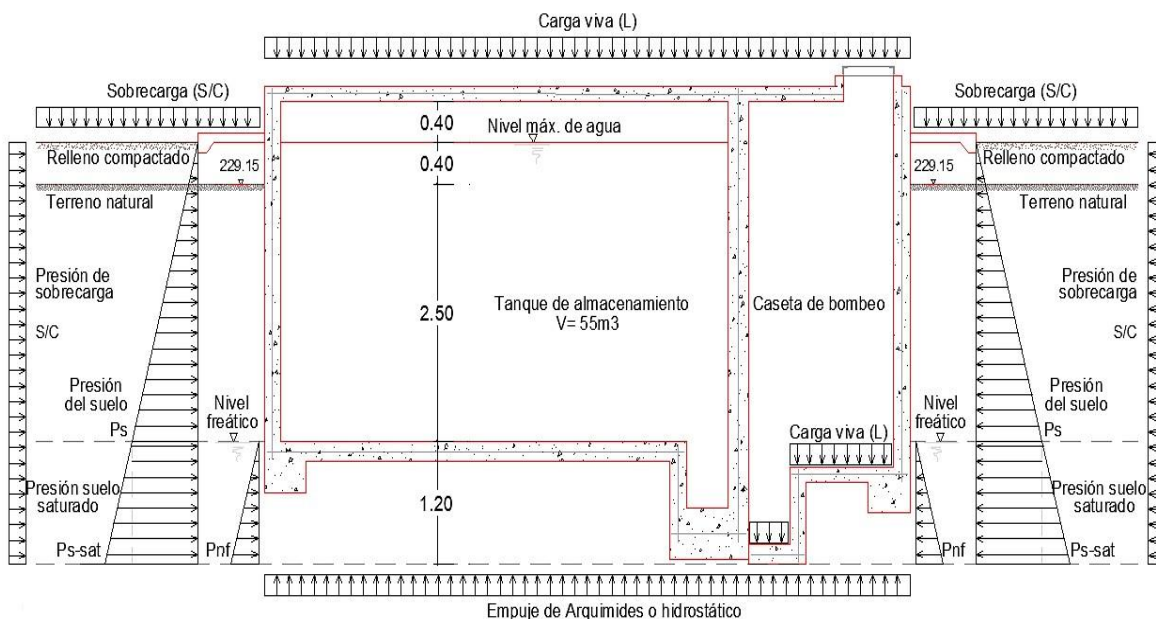


Figura 68: Esquema para cargas estáticas de la cisterna. (Fuente: Elaboración propia).

i. Cargas de gravedad

a. Carga muerta

Las cargas permanentes o carga muerta producida por el peso de los diferentes elementos de la estructura, es incluida en el programa teniendo el concreto un peso de 2400 kg/m³.

- Peso de los muros
- Peso de losa de techo
- Peso de la losa de fondo
- Peso de cimentación

b. Carga viva

La carga viva mínima para techo se considera de 100 kg/m². Se asumirá una carga viva de 200 kg/m² para la losa de fondo del interior de la caseta de bombeo por tema de mantenimiento y operación de los equipos.

ii. Carga lateral dinámica

Para el caso no se aplicará debido que no es necesario un análisis sísmico porque el volumen es demasiado bajo y la estructura tiene un 85% enterrado, el cual no estará tan expuesta a vibraciones (lo que vibra genera carga inercial el cual con la carga sísmica afecta la estructura).

iii. Carga lateral estática

a. Carga lateral por presión hidrostática

La presión del agua actúa sobre la cara interna (*bottom*) de los muros del tanque de manera perpendicular, incrementándose con la altura del líquido. Se asigna un patrón de carga a los nudos, para luego aplicar las presiones a las áreas.

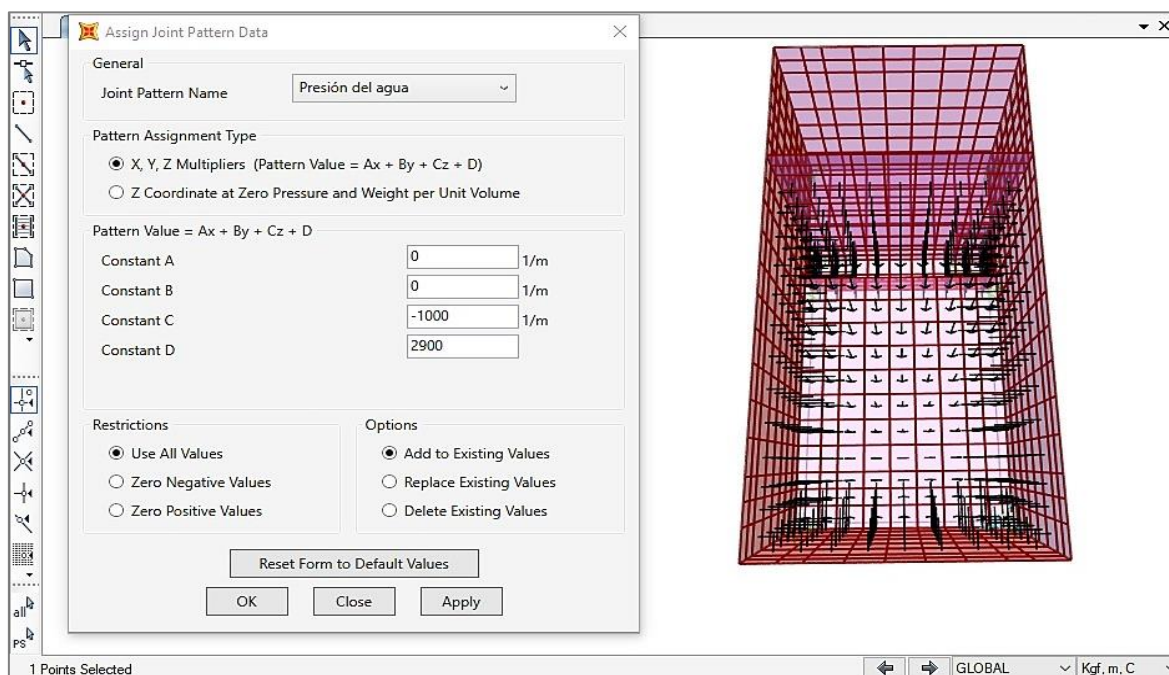


Figura 69: Patrón de presión de agua en la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Cálculo de la ecuación de presión del agua:

$$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_{w \text{ máx}} = 2.90 \text{ m}$$

$$H_{w \text{ fondo}} = -0.801 \text{ m}$$

$$H_w = 2.90 - (-0.801) = 3.701 \text{ m}$$

$$P_w = \gamma_w \cdot H_w = 3701 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$2.9C + D = 0$$

$$D - 0.801C = 3701$$

Se obtiene:

$$C = -1000 \quad D = 2900$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$\text{Patrón Presión} = 2900 - 1000C$$

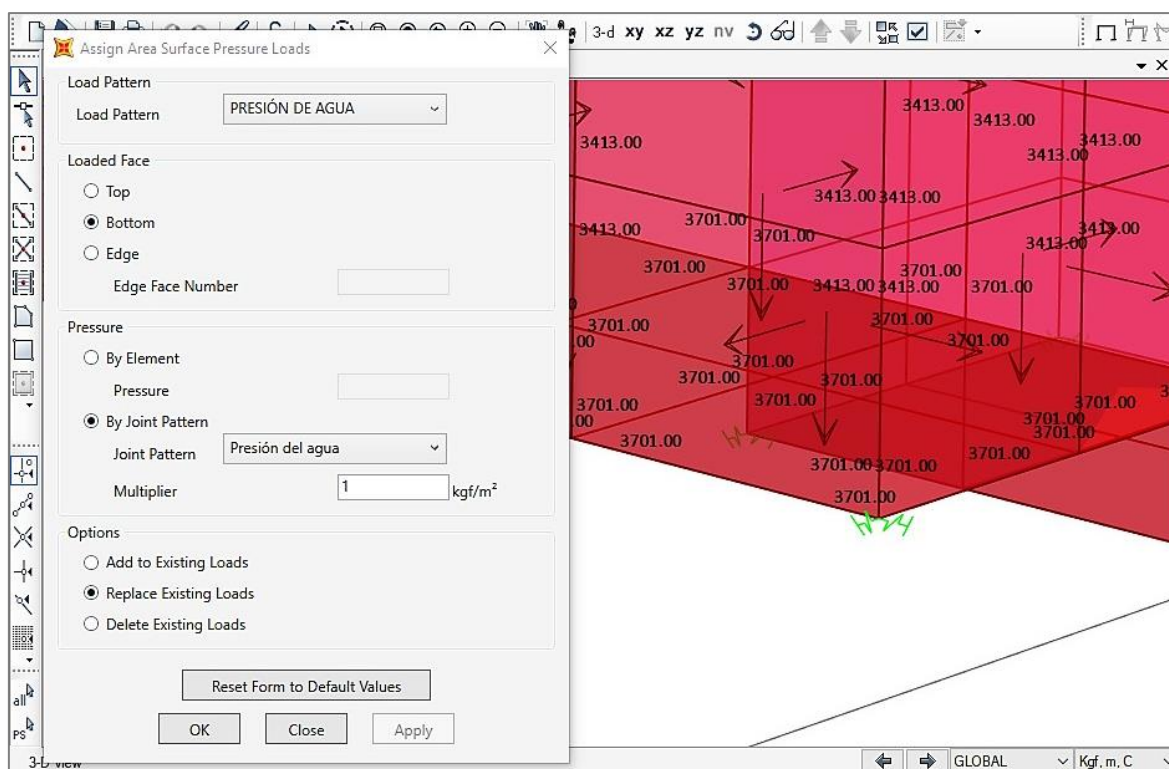


Figura 70: Presión de agua en la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se verifica que la presión máxima 3701 kg/m² es la misma calculada manualmente, por tanto, es correcto el análisis de presión del agua; de la misma manera, para las siguientes presiones.

b. Carga lateral por empuje del suelo

La presión ejercida del suelo actúa de manera perpendicular a la cara externa (*top*) de los muros del tanque cisterna desde el fondo de la base hasta la altura del terreno natural. El tanque cisterna va estar expuesto a presiones del suelo, tratándose de un tanque encerrado y semienterrado; donde, el muro de contención se encuentra restringido a movimiento debido al empotramiento, se considera un estado de reposo (K_o) de acuerdo a la teoría de Rankine.

Se diferencia dos niveles uno seco y uno saturado:

Nivel seco con altura de 0.00 a 2.90 m, se considera presión del suelo igual:

$$P_s = K_o \cdot \gamma_s \cdot H_s$$

K_o = Coeficiente de presión reposo del suelo

γ_s = Peso específico del suelo (kg/m³)

H_s = Altura del suelo (m)

Cálculo de la ecuación de presión del empuje del suelo:

$$\phi_s = 32^\circ$$

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi_s = 0.47$$

$$\gamma_s = 1927 \text{ kg/m}^3$$

$$H_s \text{ máx} = 2.90 \text{ m}$$

$$H_s \text{ fondo} = 0.00 \text{ m}$$

$$H_s = 2.90 - 0.00 = 2.90 \text{ m}$$

$$P_s = K_o \cdot \gamma_s \cdot H_s = 2626.95 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$D = 2626.95$$

$$2.9C + D = 0$$

Se obtiene:

$$C = -905.845 \quad D = 2626.95$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$\text{Patrón Presión} = 2626.95 - 905.845C$$

Existe nivel freático con altura desde -0.998 a 0.00 m, se considera la densidad saturada del suelo, se calcula la presión de la siguiente manera:

$$P_{\text{sat}} = K_o(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)H_{\text{sat}}$$

K_o = Coeficiente de presión reposo del suelo

γ_{sat} = Peso específico suelo saturado (kg/m³)

γ_w = Densidad del agua (kg/m³)

H_{sat} = Altura del suelo saturado (m)

Cálculo de la ecuación de presión del empuje del suelo saturado:

$$\phi_s = 32^\circ$$

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi_s = 0.47$$

$$\gamma_s = 1927 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2033 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_s = 2.90 \text{ m}$$

$$H_{\text{sat máx}} = 0.00 \text{ m}$$

$$H_{\text{sat fondo}} = -0.998 \text{ m}$$

$$H_{\text{sat}} = 0.00 - (-0.998) = 0.998 \text{ m}$$

Entre suelo seco y saturado

$$P_{s-\text{sat}} = K_o \cdot \gamma_s \cdot H_s = 2626.95 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{\text{sat}} = P_{s-\text{sat}} + K_o(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)H_{\text{sat}} = 3111.57 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$D = 2626.95$$

$$D - 0.998C = 3111.57$$

Se obtiene:

$$C = -485.591 \quad D = 2626.95$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$\text{Patrón Presión} = 2626.95 - 485.591C$$

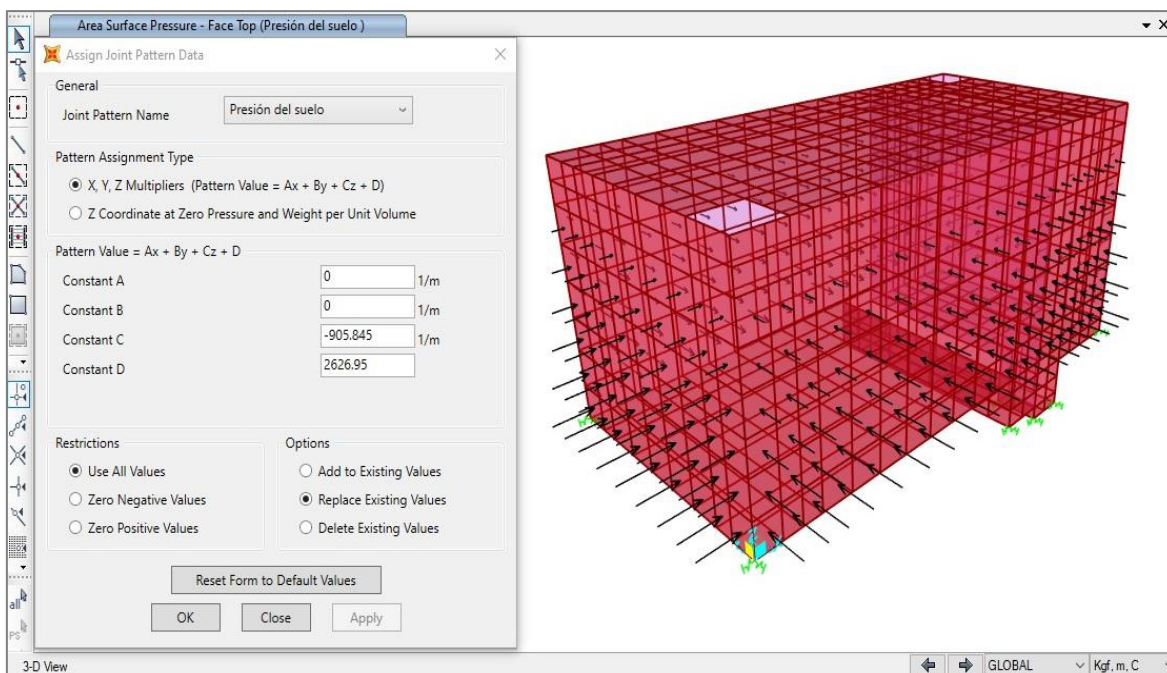


Figura 71: Presión del suelo en la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

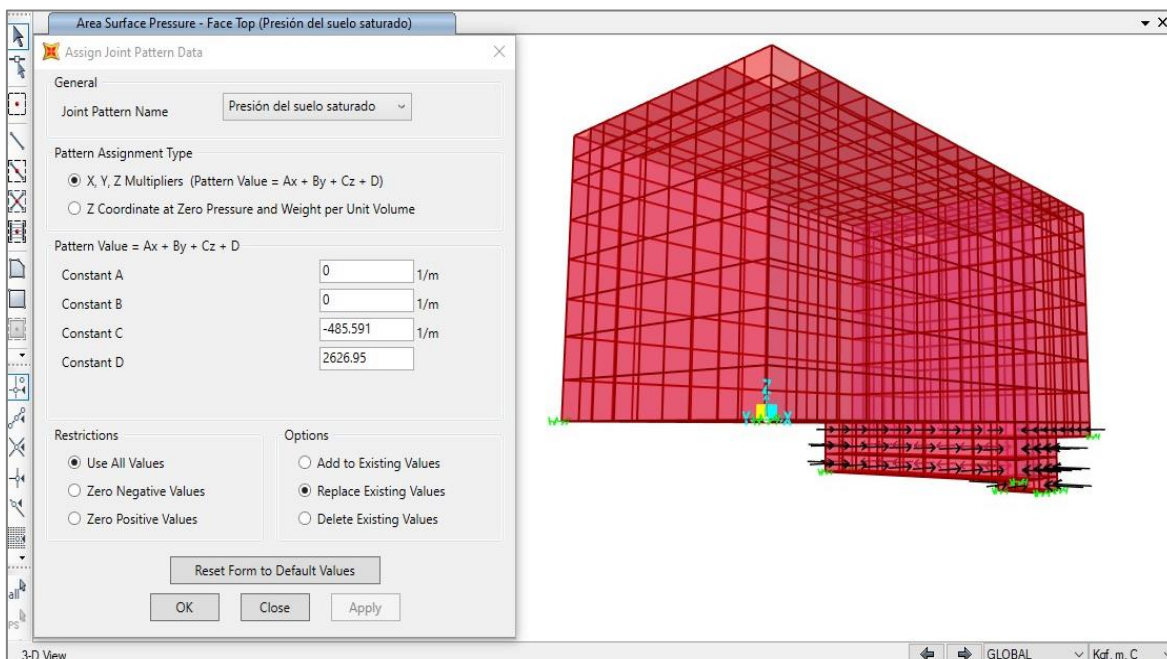


Figura 72: Presión del suelo saturado en la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

c. Carga lateral por nivel freático

En la zona existe nivel freático, el cálculo se realiza utilizando el mismo principio. La presión del agua actúa sobre la cara externa (*top*) de los muros del tanque de manera perpendicular, incrementándose con la altura del líquido. El nivel freático se encuentra en el borde superior de la base del tanque a 0.000 y a -0.998 m en la caseta de bombeo.

Cálculo de la ecuación de presión del nivel freático:

$$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_{\text{sat máx}} = 0.00 \text{ m}$$

$$H_{\text{sat fondo}} = -0.998 \text{ m}$$

$$H_w = 0.00 - (-0.998) = 0.998 \text{ m}$$

$$P_{\text{nf}} = \gamma_w \cdot H_{\text{sat}} = 998 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$D = 0$$

$$D - 0.998C = 998$$

Se obtiene:

$$C = -1000 \quad D = 0$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$\text{Patrón Presión} = -1000C$$

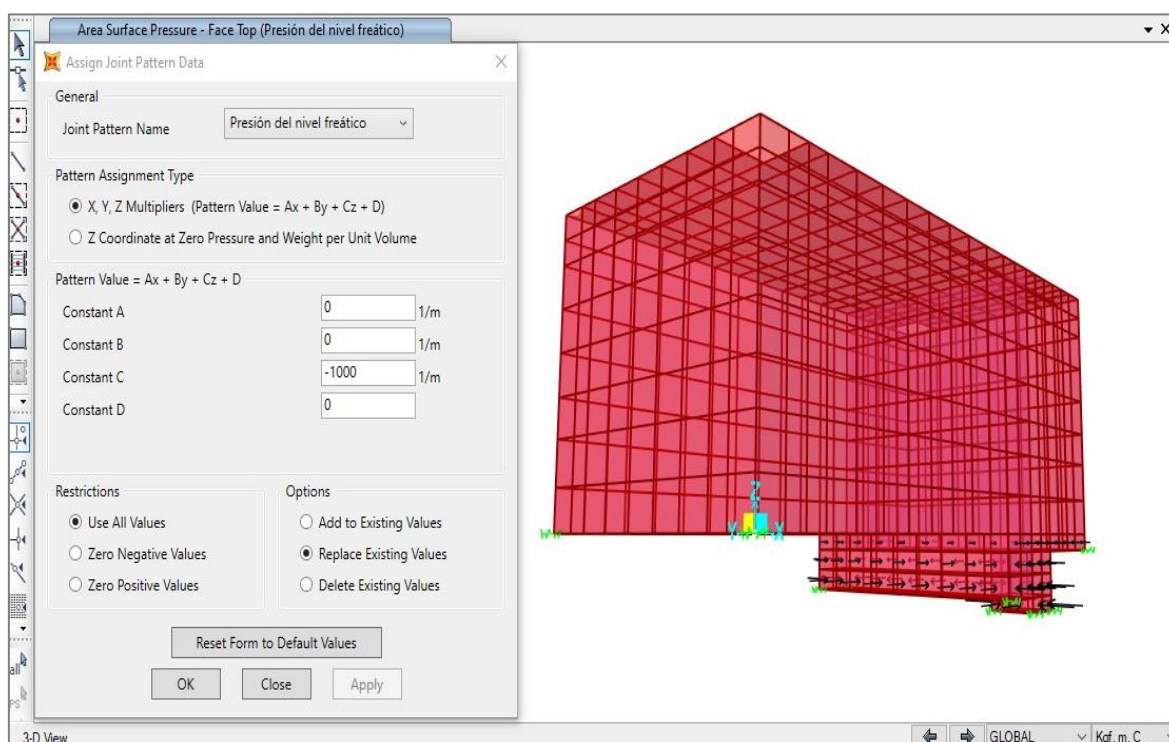


Figura 73: Presión del nivel freático en la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

d. Carga lateral por sobrecarga

La presión ejercida por la sobrecarga (q), aunque el tanque se encuentre semienterrado se considera para el cálculo de presiones de tierra, que produce una presión adicional debido a la vereda perimetral, una carga de 400 kg/m^2 de acuerdo al RNE E.020.

$$P_{s/c} = q \cdot K_0$$

$$P_{s/c} = \text{Presión de sobrecarga (kg/m}^2\text{)}$$

$$q = \text{sobrecarga (kg/m}^2\text{)}$$

$$K_0 = \text{Coeficiente de presión reposo del suelo.}$$

Cálculo de la ecuación de presión por sobrecarga:

$$K_o = 1 - \text{sen}\phi_s = 0.47$$

$$q = 400 \text{ kg/m}^2.$$

$$H_s \text{ máx} = 2.90\text{m}$$

$$H_s \text{ fondo} = -0.998 \text{ m}$$

$$H_s = 2.90 - (-0.998) = 3.898\text{m}$$

$$P_{s/c} = q \cdot K_o = 188.03 \text{ kg/m}^2$$

Se define la siguiente ecuación:

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$2.9C + D = 188.03$$

$$D - 0.998C = 188.03$$

Se obtiene:

$$C = 0.00 \quad D = 188.03$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$\text{Patrón Presión} = 188.03$$

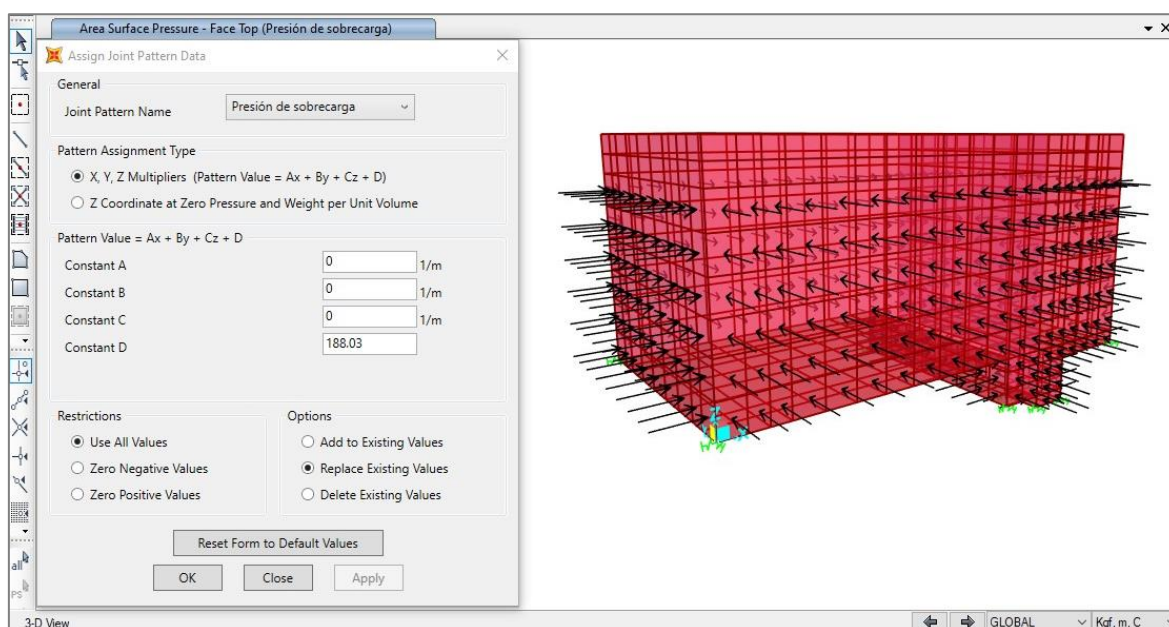


Figura 74: Presión de sobrecarga en la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

VIII. Combinaciones de carga

Se realiza el análisis de la condición más crítica para el tanque, donde se verifica las solicitaciones máximas que se presentan, ya sea para un tanque lleno sin empuje lateral del suelo o un tanque vacío afectado únicamente por el empuje del suelo. Durante su funcionamiento se presenta el caso de tanque lleno con empuje lateral del suelo, el cual tiene solicitación mínima, por ello es recomendable trabajar con la solicitación máxima.

Para la solicitación máxima se calcula el empuje lateral afectado por el suelo, sobrecarga, nivel freático, para la condición de tanque vacío; el cual, se compara con el empuje del agua:

$$E_{\text{empuje}} = \frac{1}{2} \gamma \cdot K_o \cdot H^2$$

Se reemplaza considerando la presión

$$E_{\text{empuje}} = \frac{1}{2} P \cdot H \cdot e$$

$E_{\text{empuje}} = \text{Empuje (kg)}$

$\gamma = \text{Peso específico (kg/m}^3\text{)}$

$K_o = \text{Coeficiente en reposo del suelo.}$

$H = \text{Altura (m)}$

$P = \text{Presión (kg/m}^2\text{)}$

$e = \text{Espesor del elemento (m)}$

Considerando ancho de muro $e = 0.20\text{m}$, analizando en la zona del canal se calcula los empujes:

$$\text{Suelo: } E_s = \frac{1}{2} P_s \cdot H_s \cdot e = \frac{1}{2} (2626.95) (2.90) (0.20) = 761.82 \text{ kg}$$

$$\text{Suelo y saturado: } E_{s\text{-sat}} = P_{s\text{-sat}} \cdot H_s \cdot e = (2626.95) (0.801) (0.20) = 420.84 \text{ kg}$$

$$\text{Suelo saturado: } E_{\text{sat}} = \frac{1}{2} P_{\text{sat}} \cdot H_{\text{sat}} \cdot e = \frac{1}{2} (3111.57) (0.801) (0.20) = 249.24 \text{ kg}$$

$$\text{Nivel freático: } E_{\text{nf}} = \frac{1}{2} P_{\text{nf}} \cdot H_{\text{sat}} \cdot e = \frac{1}{2} (998) (0.801) (0.20) = 79.94 \text{ kg}$$

$$\text{Sobrecarga: } E_{s/c} = P_{s/c} \cdot H_s \cdot e = (188.03) (3.701) (0.20) = 139.18 \text{ kg}$$

Empuje lateral total:

$$E_{LT} = E_s + E_{s\text{-sat}} + E_{\text{sat}} + E_{\text{nf}} + E_{s/c} = 1651.02 \text{ kg}$$

Empuje lateral del agua interior en tanque cisterna:

$$E_w = \frac{1}{2} P_w \cdot H_w \cdot e = \frac{1}{2} (3701) (3.701) (0.20) = 1369.74 \text{ kg}$$

$E_{LT} > E_w$; se considera la condición de carga crítica para tanque vacío baja la acción del empuje del suelo exterior.

Las combinaciones de carga de diseño de acuerdo al ACI350-06 (2006), para la solicitación máxima que se presenta en tanque vacío con empuje lateral del suelo, son las siguientes:

$$U = 1.2D + 1.6L + 1.6H$$

$$U = 0.9D + 1.6H$$

$D = \text{Carga muerta}$

$L = \text{Carga Viva}$

$H = \text{Carga por presión del suelo, agua en tierras, otros materiales.}$

Se considera la siguiente combinación para el caso que se realice una sobre excavación y se necesite verificar que el tanque aun así trabaje o realizar la prueba hidráulica de la estructura.

$$U = 1.2D + 1.6L + 1.6F$$

D = Carga muerta

L = Carga Viva

F = Carga por presión de fluidos

Se considera la combinación de carga por servicio, que es necesario para el análisis de las presiones en la base y verificar el esfuerzo admisible del suelo.

$$U = D + L + F$$

D = Carga muerta

L = Carga Viva

F = Carga por presión de fluidos

IX. Factor de durabilidad

La estructura en su vida útil estará expuesta a condiciones ambientales severas debido que se encuentra semienterrada en contacto con el agua y suelo, por el cual es necesario emplear un factor de durabilidad sanitaria (Sd) que incrementa la resistencia requerida U, con el fin de evitar la corrosión y el agrietamiento. Los elementos se diseñarán con las siguientes combinaciones de carga de acuerdo a las solicitaciones necesarias.

Tabla 55

Combinaciones de carga para diseño de elementos de cisterna sin contacto con el agua.

Combinaciones	Diseño por flexión, tensión, cortante – no contacto con el agua			
	D	L	F	H
Comb1	1.2	1.6	-	1.6
Comb2	0.9	-	-	1.6
Comb3	1.2	1.6	1.6	-

Fuente: ACI 350-6, 2006. (Elaboración propia).

$$Sd = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1$$

Sd = Factor de durabilidad sanitaria

ϕ = factor de reducción de resistencia, 0.90

para flexión, 0.85 para cortante y torsión

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero 60000 Psi.

f_s = Esfuerzo de tensión permisible en el refuerzo (Psi).

Diseño por flexión y tensión:

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} = \frac{0.9 \times 60000}{17000} = 3.18$$

Diseño por cortante:

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} = \frac{0.85 \times 60000}{20000} = 2.70$$

Tabla 56

Combinaciones de carga para diseño de cisterna por flexión y tensión.

Combinaciones	Flexión y tensión $S_d = 3.18$ - severa			
	D	L	F	H
Comb1-F	3.8118	5.0824	-	5.0824
Comb2-F	2.8588	-	-	5.0824
Comb3-F	3.8118	5.0824	5.0824	-

Fuente: ACI 350-6, 2006. (Elaboración propia).

Tabla 57

Combinaciones de carga para diseño de cisterna por cortante.

Combinaciones	Cortante $S_d = 2.70$ - severa			
	D	L	F	H
Comb1-C	3.24	4.32	-	4.32
Comb2-C	2.43	-	-	4.32
Comb3-C	3.24	4.32	4.32	-

Fuente: ACI 350-6, 2006. (Elaboración propia).

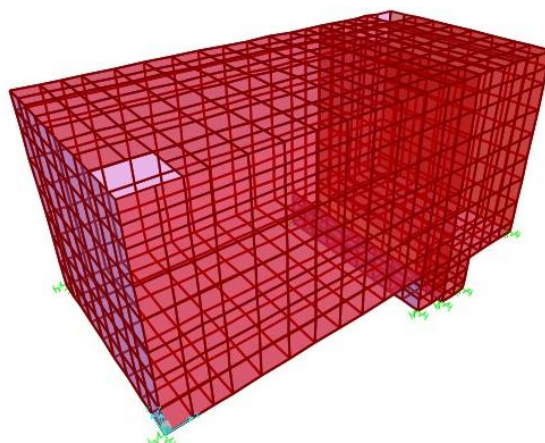
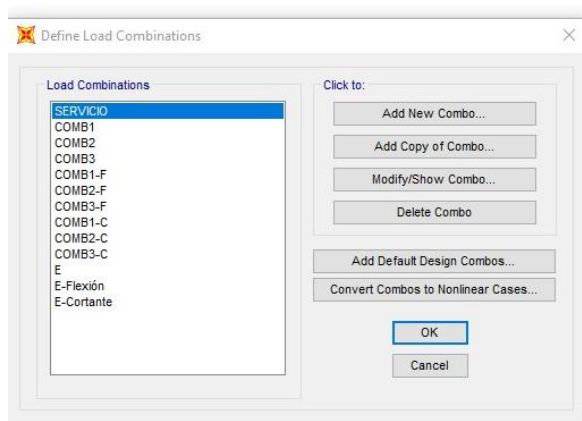


Figura 75: Combinaciones de carga para la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se crea la combinación de carga por envolvente (E), agrupa las diferentes combinaciones y aplica la sollicitación máxima para la estructura con determinadas combinaciones de carga.

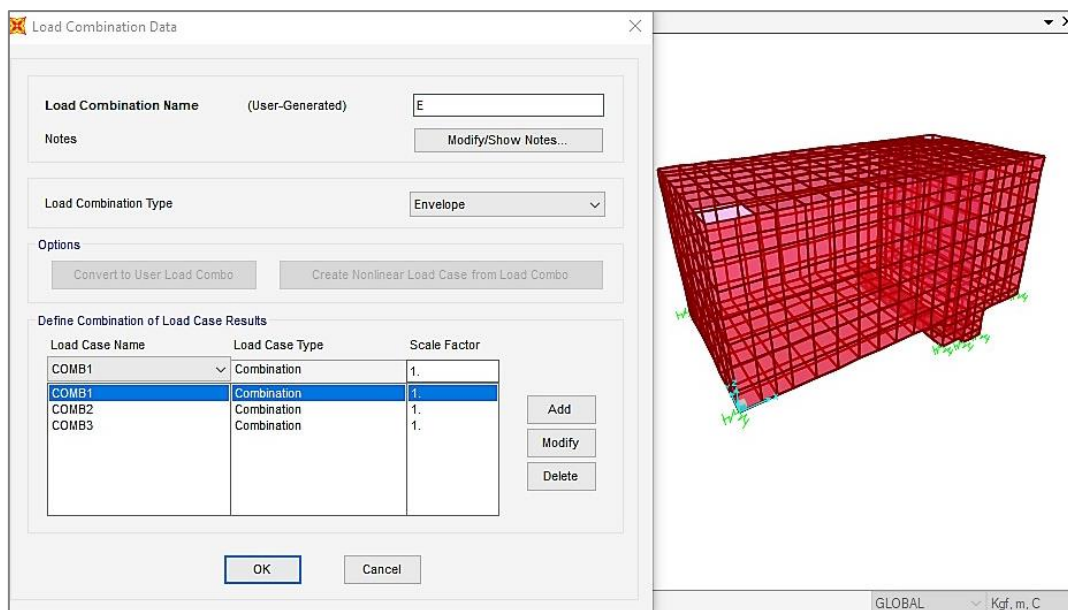


Figura 76: Combinaciones de carga envolvente para la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

X. Restricciones de desplazamiento en la base

La cisterna se encuentra semienterrada y apoyada verticalmente en la dirección Z y del eje local 3, sobre un suelo flexible; el cual, se va encontrar restringida al desplazamiento horizontal en las direcciones X, Y, debido al confinamiento que produce el suelo, tratándose de una estructura enterrada en su mayor parte.

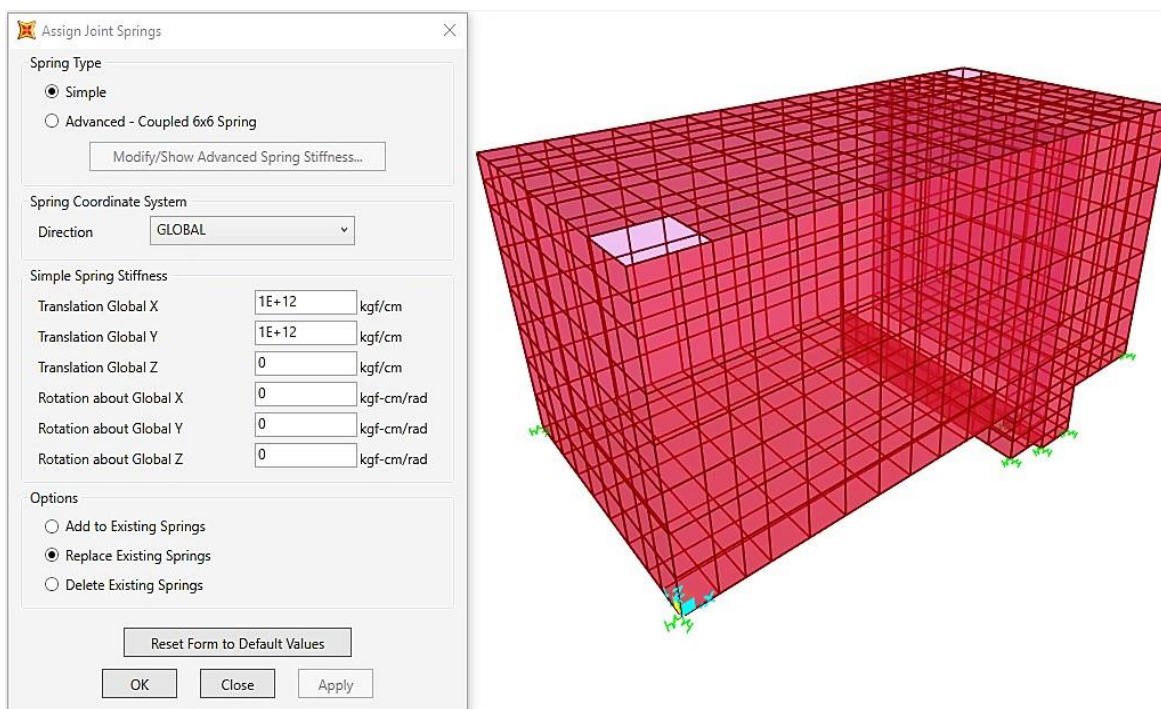


Figura 77: Restricciones en la base de la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se aplica la restricción en las esquinas de la base de la cisterna en las direcciones X y Y, para impedir que se desplace, con la hipótesis que es imposible que la estructura no se desplace horizontalmente; por el cual, se va a asignar resortes para tener un suelo flexible y un desplazamiento mínimo y restringido. En la dirección Z no se aplica restricción debido que se asignan resortes para idealizar el suelo.

La estructura se encuentra semienterrada teniendo el suelo como material circundante; para el caso las restricciones se realizan en la base obviando la parte superior del tanque, permitiendo que la estructura se desplace de manera vertical y de manera horizontal despreciablemente en la parte superior.

XI. Capacidad portante del suelo

Se calcula la capacidad última neta, considerando la expresión propuesta de Terzaghi para cimentaciones que presentan falla local.

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada})$$

Con presencia del nivel freático el factor “q” toma la forma:

Caso I (nivel freático antes de profundidad de cimentación)

$$0 \leq D_1 \leq D_f$$

$$q = D_1\gamma_s + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$

El valor de γ en el último termino de la ecuación es igual $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$

Características del terreno

Clasificación SUCS:	GP-GM
Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1927 \text{ kg/m}^3$
Peso específico del suelo saturado:	$\gamma_{\text{sat}} = 2033 \text{ kg/m}^3$
Peso específico del agua:	$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$
Altura de suelo sin nivel freático:	$D_1 = 2.50 \text{ m}$
Altura de suelo con nivel freático:	$D_2 = 1.00 \text{ m}$
Profundidad de cimentación:	$D_f = 3.50 \text{ m}$
Ángulo de fricción del suelo:	$\phi_s = 32^\circ$
Cohesión:	$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$
Factor de seguridad:	F.S = 3

Capacidad ultima neta:

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma$$

Modificado:

$$q_u = 0.867c'N'_c + (D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w))N'_q + 0.4(\gamma_{sat} - \gamma_w)BN'_\gamma$$

B = Dimensión de la cimentación

$$B = \sqrt{L_{menor} \cdot L_{mayor}} = \sqrt{(3.50 + 0.20 \times 2)(5.40 + 1.75 + 0.25 + 0.20 \times 2)} = 5.52 \text{ m}$$

$$\phi' = \frac{2}{3} \phi_s = 21.33^\circ$$

$$c' = \frac{2}{3} c = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

Con ángulo de fricción y cohesión se obtiene los valores:

$$N'_c = 12.55$$

$$N'_q = 4.27$$

$$N'_\gamma = 1.42$$

Capacidad ultima neta:

$$q_u = (0.867(0)(12.55) + ((2.50)(1927) + (1)(2033 - 1000))(4.27) + 0.4(2033 - 1000)(5.52)(1.42))/10000$$

$$q_u = 2.82 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga admisible:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{2.82}{3} = 0.94 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina la capacidad de carga neta admisible y neta admisible sísmico, de acuerdo a Braja M. Das y Harmsen (2002):

Capacidad de carga neta admisible:

$$q_{neta-adm} = \frac{q_u - \gamma_{prom} D_f - \gamma_{cs} h_c - S/C}{F.S}$$

Datos	Valor
Capacidad de carga admisible:	$q_{adm} = 0.94 \text{ kg/cm}^2$
Sobrecarga RNE E.020 vereda:	$S/C = 400 \text{ kg/m}^2$
Peso específico del suelo promedio:	$\gamma_{prom} = 1980 \text{ kg/m}^3$
Peso específico del concreto simple:	$\gamma_{cs} = 2200 \text{ kg/m}^3$
Altura de solado:	$h_c = 0.10 \text{ m}$
Profundidad de cimentación:	$D_f = 3.50 \text{ m}$

Capacidad de carga neta admisible:

$\gamma_{prom} D_f$ no se considera para el caso debido que la cimentación de la estructura no cuenta con talón de apoyo.

$$q_{neta-adm} = 0.92 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen	Valor
Capacidad última neta:	$q_u = 2.82 \text{ kg/cm}^2$
Capacidad de carga admisible:	$q_{adm} = 0.94 \text{ kg/cm}^2$
Capacidad de carga neta admisible:	$q_{neta-adm} = 0.92 \text{ kg/cm}^2$

Para el modelado de la cimentación se asignará resortes, para hacerlo más realístico teniendo el suelo un comportamiento flexible, debido a sus características. El módulo de Balasto es también la rigidez del suelo, el cual se va a representar mediante resortes.

El módulo de Balasto del suelo o coeficiente de reacción de la subrasante puede estimarse de acuerdo a la fórmula de Vesic (1961):

$$K_s = \frac{E_s}{B_c (1 - \nu_s^2)}$$

Datos	Valor
Módulo de elasticidad del suelo:	$E_s = 800 \text{ kg/cm}^2$ por el tipo de suelo.
Ancho de la cimentación:	$B_c = 552 \text{ cm}$
Módulo de poisson del suelo:	$\nu_s = 0.25$ por el tipo de suelo.

Módulo de Balasto:

$$K_s = \frac{E_s}{B_c (1 - \nu_s^2)} = \frac{800}{552(1 - 0.25^2)} = 1.546 \text{ kg/cm}^3$$

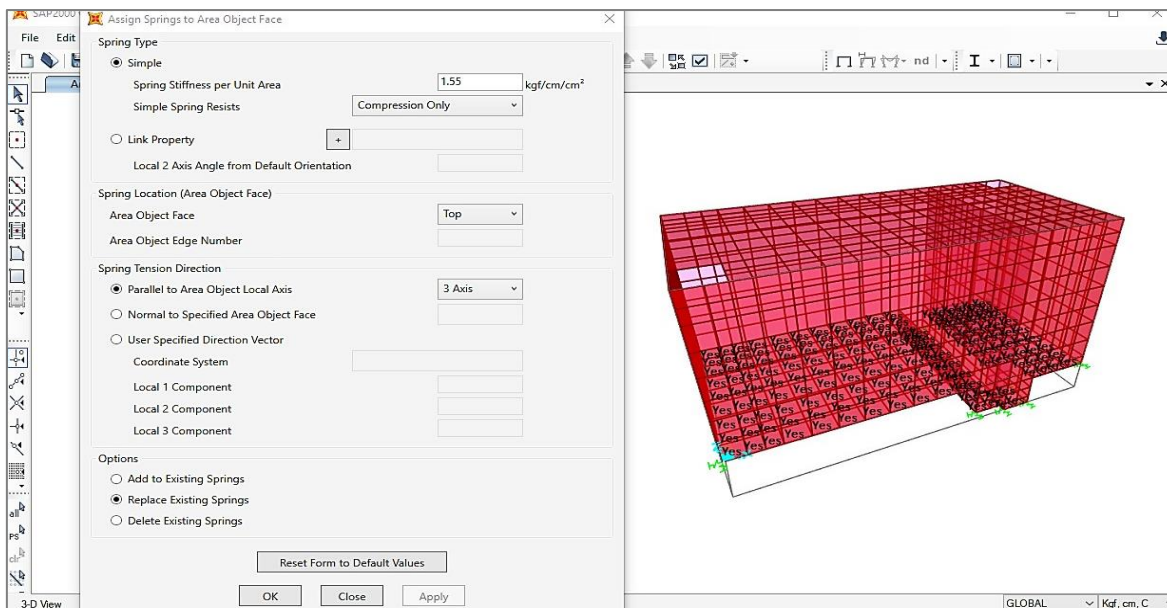


Figura 78: Módulo de Balasto del suelo de cimentación de la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

El esfuerzo admisible se debe verificar mediante las presiones máximas producidas por las cargas de servicio (carga muerta + carga viva + peso del agua); el cual, no excedan la capacidad neta admisible del suelo.

Capacidad de carga neta admisible: $q_{\text{neta-adm}} = 0.92 \text{ kg/cm}^2$

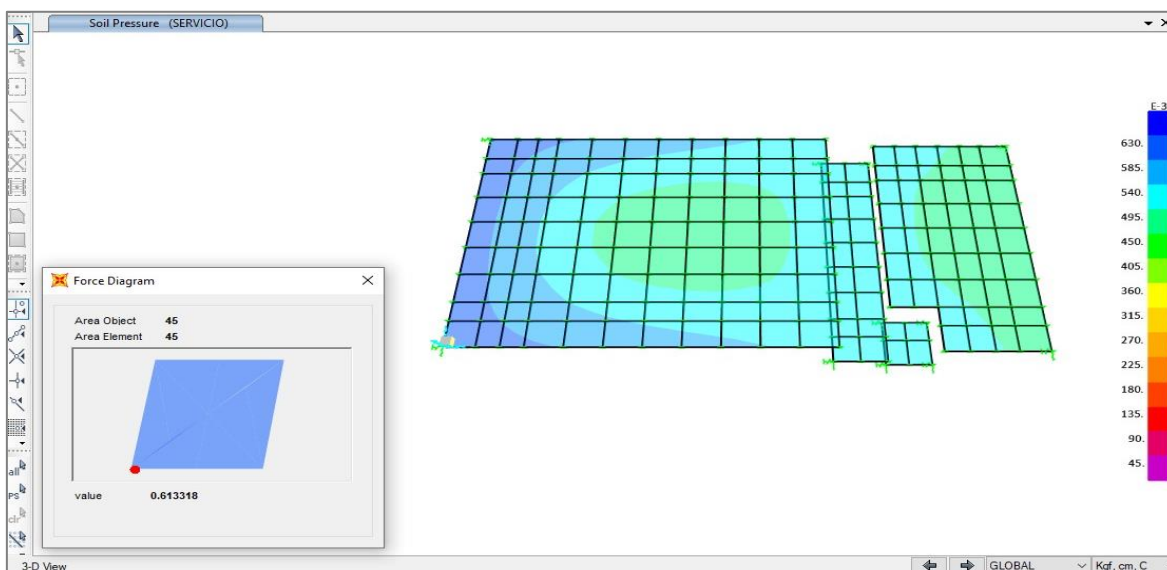


Figura 79: Esfuerzo admisible de la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

La presión máxima en el suelo para la combinación de carga de servicio:

$$q_{\text{máx}} = 0.613 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{neta-adm}} > q_{\text{máx}}$$

Por lo tanto, el suelo es capaz de soportar las cargas producidas por la cisterna para un primer análisis, las dimensiones y espesores asumidos es lo correcto, se procede a diseñar los elementos.

2.2.6.5.2 Cálculo estructural de Tanque elevado

I. Dimensionamiento

Se diseña un tanque elevado tipo fuste con fondo Intze, con un volumen de 150 m³ necesario para el tanque de almacenamiento, donde se aplica el criterio de un fondo Intze que consiste principalmente en la compensación y anulación de las cargas horizontales.

Con la consideración de depósito tipo Intze se procede con el cálculo de las dimensiones principales del contenedor de almacenamiento.

Dimensiones principales:

$$a = 0.722160926 V^{1/3}$$

$$r' = b\sqrt{2}$$

$$b = \frac{a}{\sqrt{2}}$$

$$r = \frac{5}{3}a$$

$$h_2 = a$$

$$f' = a - b$$

$$h_1 = b$$

$$f = \frac{1}{3}a$$

Valores aproximados para los volúmenes:

$$V_1 = \pi h_1 b^2$$

$$V_2 = \pi h_1 (a^2 - b^2)$$

Considerando chimenea:

$$V_{\text{ch}} = \pi D_{\text{ext}}^2 \frac{h_2 - f'}{4}$$

$$V_A = V_1 - V_{\text{ch}} + V_2$$

Con el volumen considerado $V = 150 \text{ m}^3$, se realiza las iteraciones obteniendo las dimensiones finales:

Tabla 58

Iteraciones de las dimensiones del contenedor del reservorio elevado.

Iteraciones	a	b	h2	d	f'	r'	h1	V1	V2	Vch	V
1	3.84	2.71	3.84	1.00	0.94	3.45	2.39	55.27	55.27	2.28	108.27
2	3.84	2.71	3.84	1.00	0.95	3.48	2.41	55.74	55.74	2.27	109.20
3	3.84	2.71	3.84	1.00	0.96	3.50	2.45	56.66	56.66	2.26	111.06
4	3.837	2.713	3.837	1.50	1.124	3.837	3.343	77.32	77.32	4.795	149.84
5	3.84	2.71	3.36	1.00	1.35	3.95	2.81	64.99	64.99	1.58	128.39
6	3.84	2.71	3.36	1.00	1.40	4.00	2.91	67.30	67.30	1.54	133.06
7	3.84	2.71	3.36	1.00	1.45	4.10	3.00	69.38	69.38	1.50	137.26

Fuente: Elaboración propia.

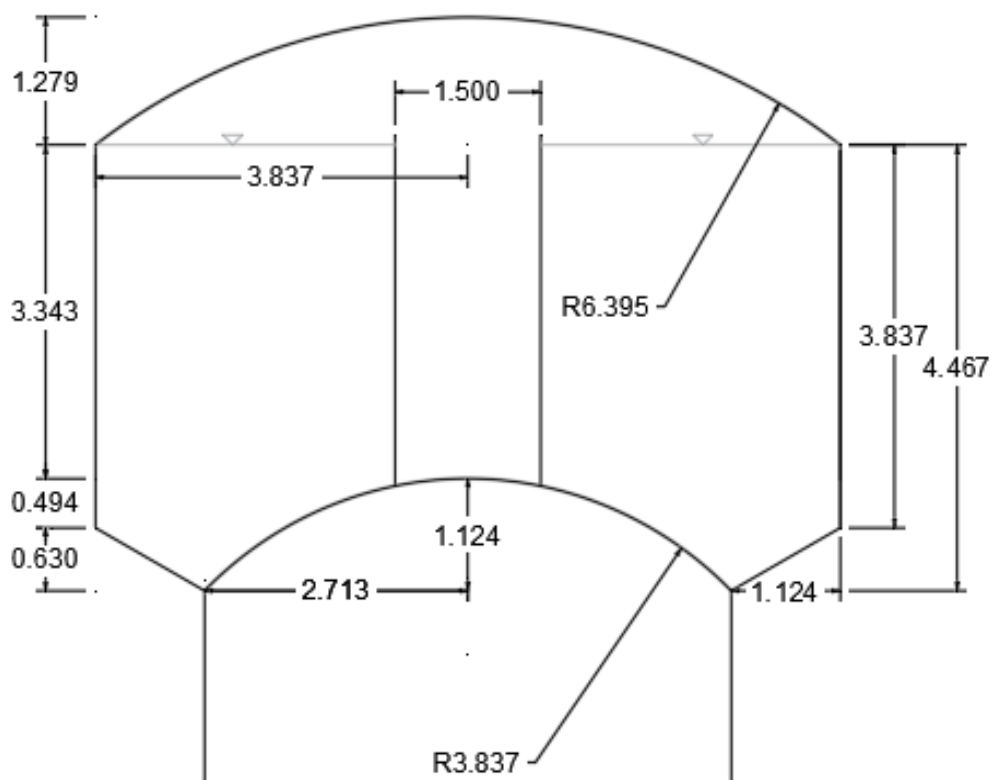


Figura 80: Dimensiones de la cuba del reservorio elevado Intze. (Fuente: Elaboración propia).

II. Predimensionamiento

Tabla 59

Secciones asumidas de los elementos del tanque elevado.

Zona	Elemento	Espesor (cm)	Sección (cm)
Cuba	Viga anular de fondo		30x40
	Viga anular chimenea		20x30
	Viga anular inferior		30x30
	Viga anular superior		30x30
	Fondo cónico	15	
	Fondo tronco cónico	15	
	Pared cilíndrica	20	
	Chimenea	15	
	Cúpula	12.5	
	Linterna	10	
Fuste	Fuste cilíndrico	30	

Fuente: Elaboración propia.

Se asume las secciones y espesores mínimos para el tanque elevado que serán verificados en el análisis, con profundidad de cimentación $D_f = 3.90\text{m}$, teniendo un suelo semi compacto.

III. Consideraciones para el modelamiento

Se realiza el análisis y diseño mediante el cálculo integral con el programa software SAP2000, de acuerdo a recomendación de Quezada & Salinas (2014).

Consideraciones:

Para modelar el tanque elevado tipo fuste se considera las dimensiones calculadas de la interacción del contenedor de almacenamiento y la altura del fuste cilíndrico obtenido mediante interacción del modelamiento hidráulico de la red de agua potable.

Se considera en el modelamiento la participación de toda la estructura, teniendo en cuenta la profundidad de cimentación D_f , debido que la masa lo tiene concentrada en la parte superior de la estructura, el cual tiene un comportamiento de péndulo invertido, provocando que la base o niveles inferiores de la estructura estén sometidos a máximos esfuerzos.

Todos los elementos del tanque elevado deben tener por lo menos el recubrimiento mínimo, con resistencia de concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para estructuras hidráulicas y fluencia del acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ de acuerdo al ACI350-06 (2006).

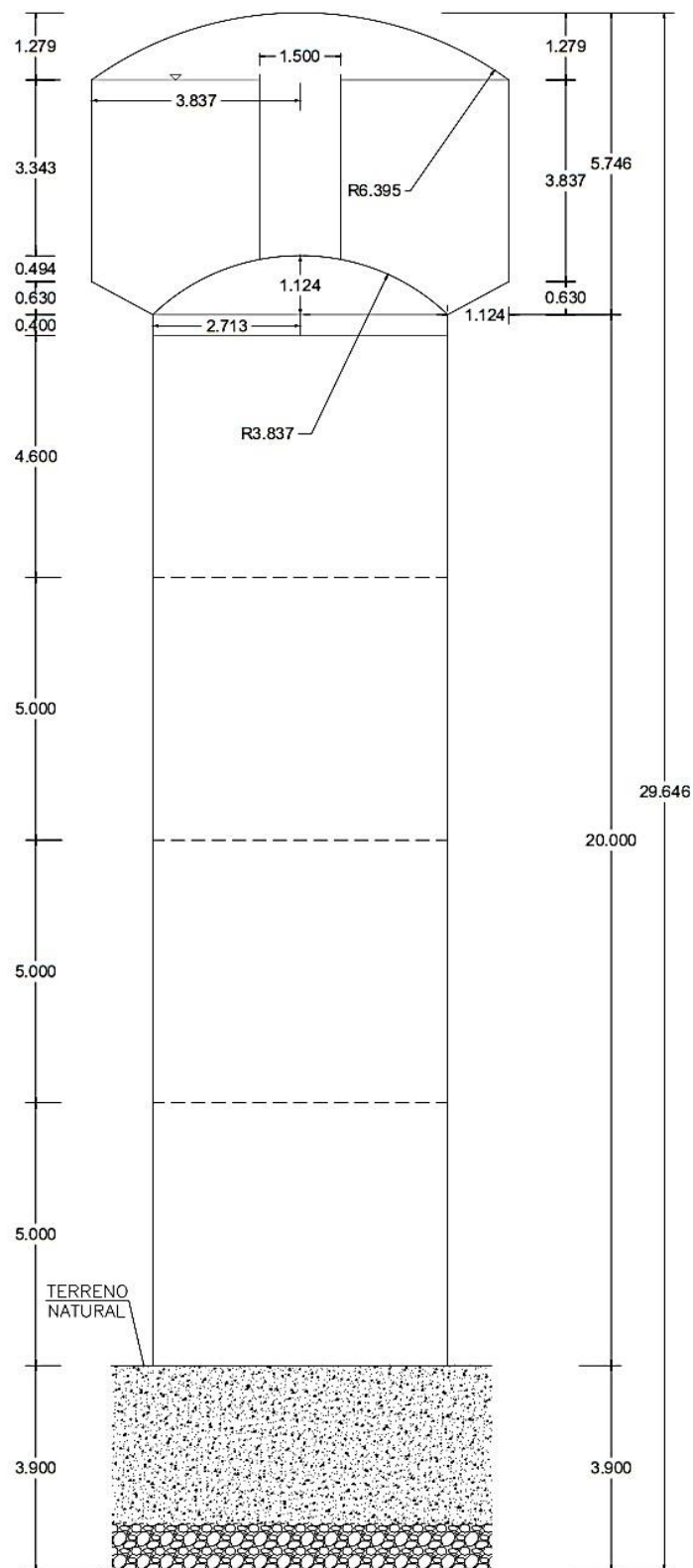


Figura 81: Dimensiones del reservorio elevado. (Fuente: Elaboración propia).

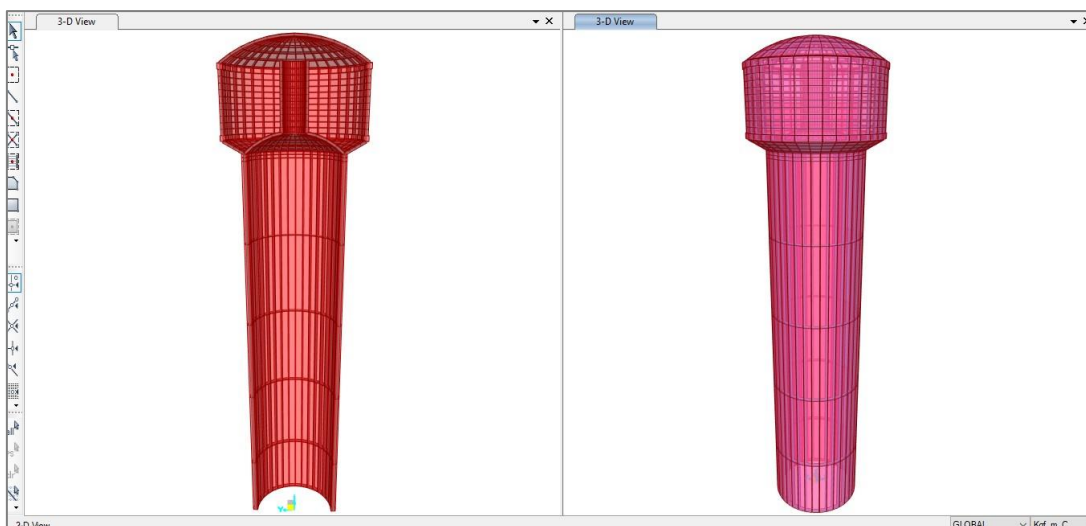


Figura 82: Modelamiento de la estructura del tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

IV. Definición de los materiales

Se modela los elementos como tipo *shell* (cáscara) y se realiza un modelo tridimensional de la estructura, se emplea una resistencia mínima a la compresión del concreto $f^c = 280$ kg/cm².

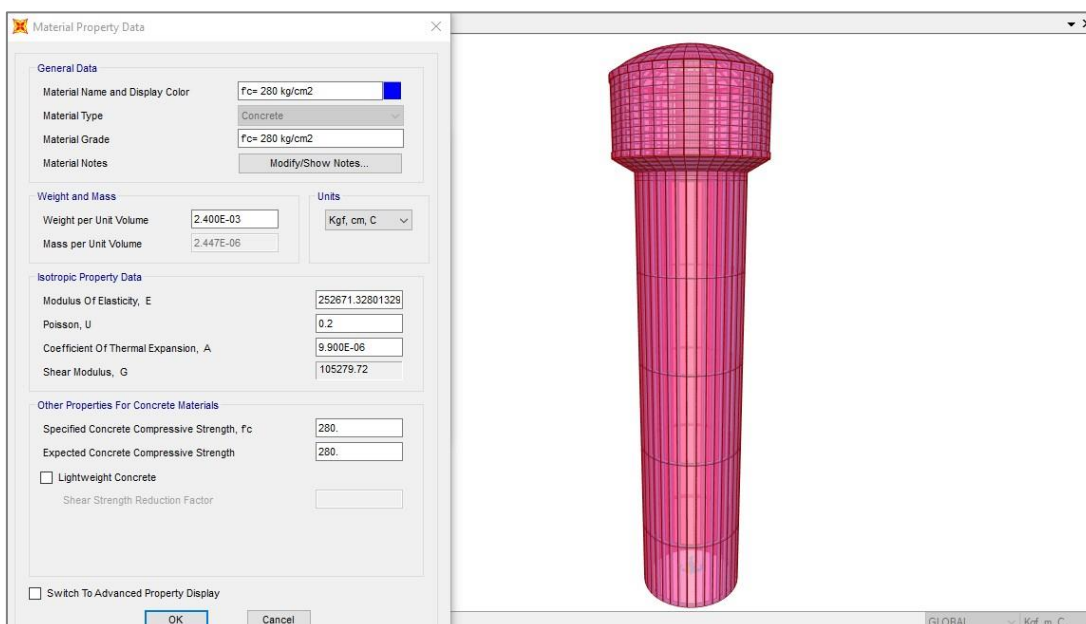


Figura 83: Definición de material concreto $f^c = 280$ kg/cm² para tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

V. Definición de secciones

Se diferencia los elementos *shell thin* (cáscara delgada) y *shell tick* (cáscara gruesa). El uso de elementos tipos cáscara permite modelar un comportamiento tipo placa y membrana

(elementos con cargas perpendiculares y paralelas al plano). Para considerar cáscara delgada (no incorpora participación fuerza cortante) o cáscara gruesa (considera participación de fuerza cortante) se realiza la verificación:

Factor de deformación por cortante ϕ :

$$\phi = \frac{12E_c I}{G_c A_c L^2} \quad \begin{array}{l} \phi < 1 \text{ shell thin} \\ \phi > 1 \text{ shell thick} \end{array}$$

Módulo de corte del concreto G_c , módulo de elasticidad del concreto E_c :

$$G_c = \frac{E_c}{2(1 + \nu_c)} \quad E_c = 15100\sqrt{f'_c}$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 2526713280 \text{ kg/m}^2$
Módulo de corte del concreto:	$G_c = 1052797200 \text{ kg/m}^2$
Módulo de poisson del concreto:	$\nu_c = 0.2$ para concreto
Área del elemento:	$A = b.h$ en m ²
Área efectiva por cortante:	$A_c = 5A/6$ en m ²
Inercia:	$I = \frac{\pi}{4}(R^4 - r^4)$ en m ⁴

Elemento	R (m)	r (m)	L (m)	A (m ²)	Ac (m ²)	I (m ⁴)	$\phi = \frac{12E_c I}{G_c A_c L^2}$
Pared cilíndrica	4.037	3.837	24.737	15.49	12.908	38.367	0.1399 < 1

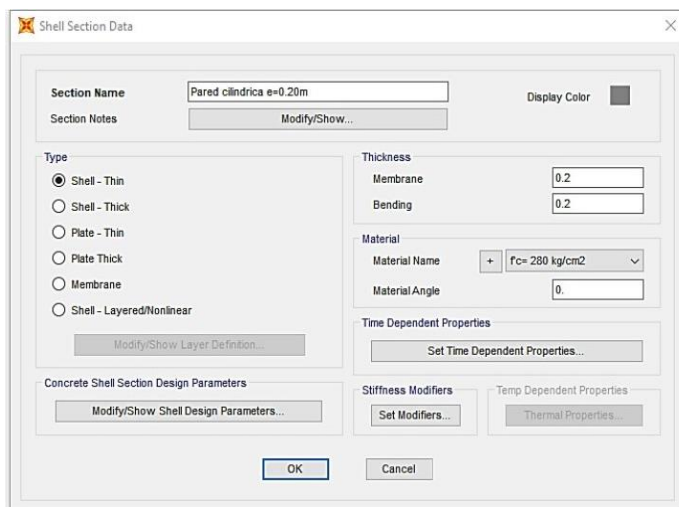


Figura 84: Definición de la sección de la losa de fondo cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

VI. Orientación de ejes locales y discretización

Se verifica la orientación de los ejes locales, se invierte el eje local 3 en función que las bases de los elementos este hacia adentro, que permite tener un modelo orientado en una sola dirección, para aplicar las cargas y verificar el análisis de resultados de los elementos.

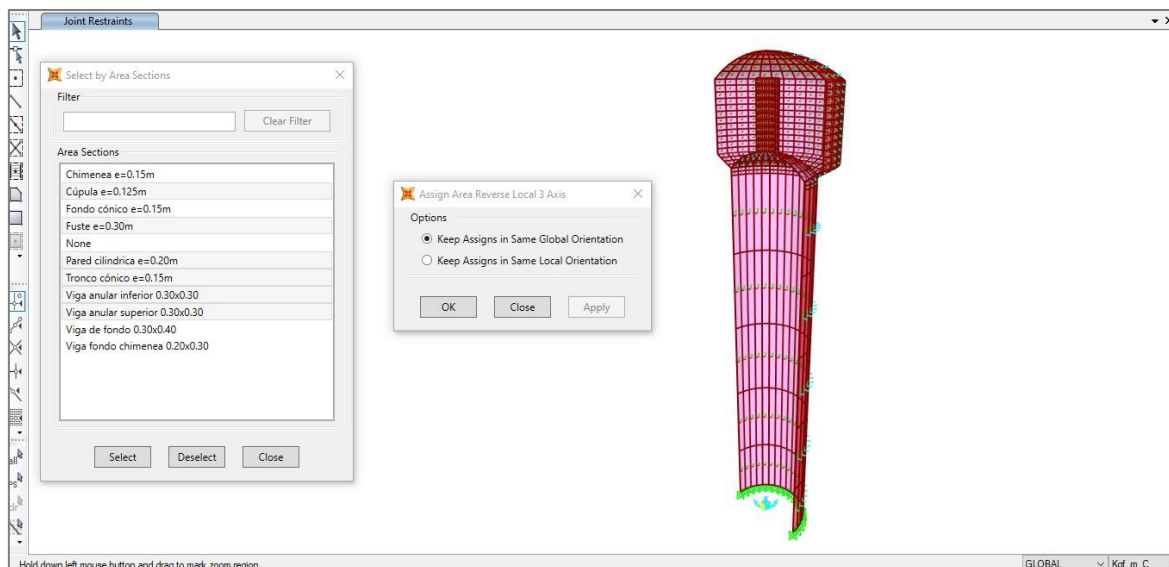


Figura 85: Orientación de los ejes locales de los elementos del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Los elementos se modelan como tipo cáscara, se dividen en un número determinado de áreas pequeñas de tamaño máximo 0.50m (discretización) para mejorar la precisión del análisis.

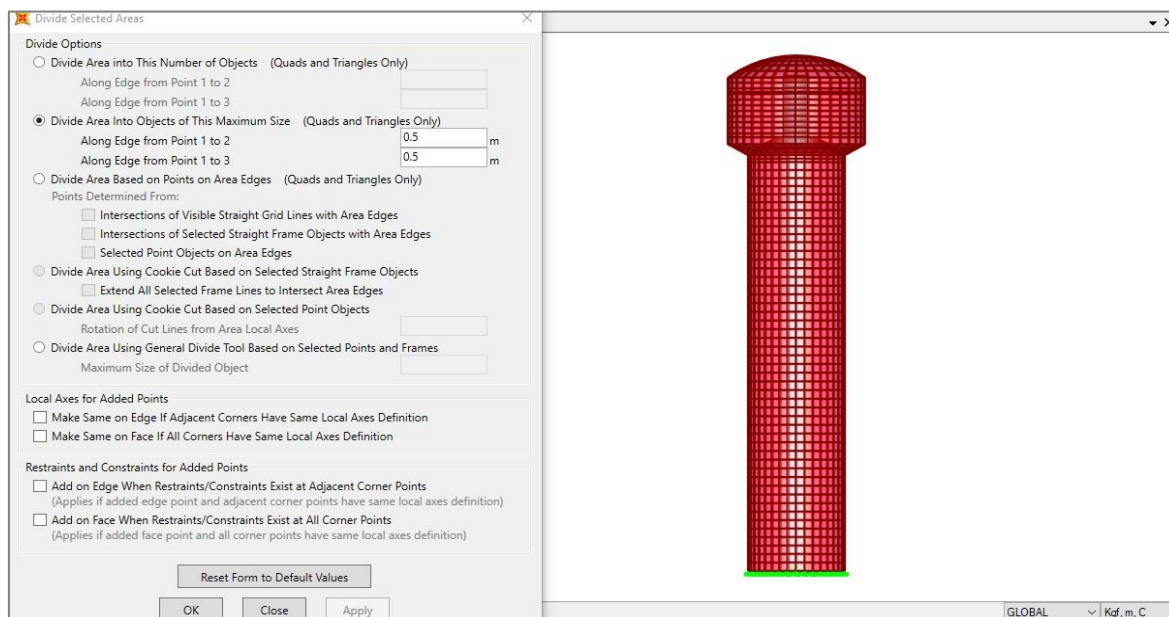


Figura 86: Discretización de los elementos del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

VII. Análisis de cargas

Se genera las cargas que estará expuesta la estructura como el peso propio, carga viva, peso del agua, presión hidrostática, carga lateral sísmica, se conforma los patrones de carga.

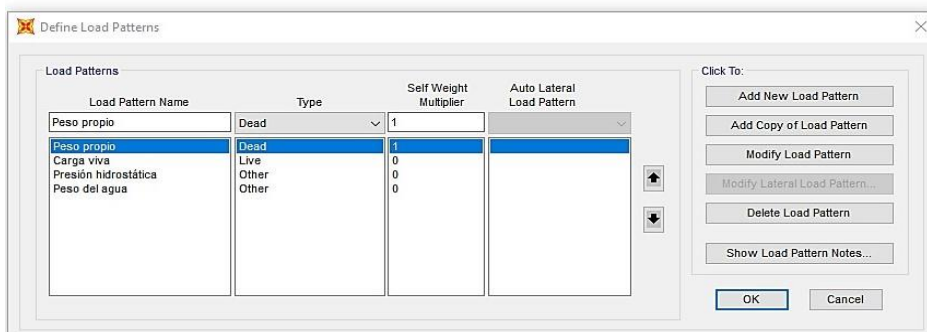


Figura 87: Peso propio y peso del agua del tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

i. Cargas de gravedad

a. Carga muerta

Las cargas permanentes o carga muerta producida por el peso de los diferentes elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio y el volumen de agua $V=150m^3$, considerando el peso específico del concreto 2400 kg/m^3 y del agua 1000 kg/m^3 .

Peso de la cimentación

Peso de pared cilíndrica

Peso del fuste cilíndrico

Peso de la chimenea

Peso de las vigas

Peso de cúpula

Peso de losas de fondo

Peso del agua

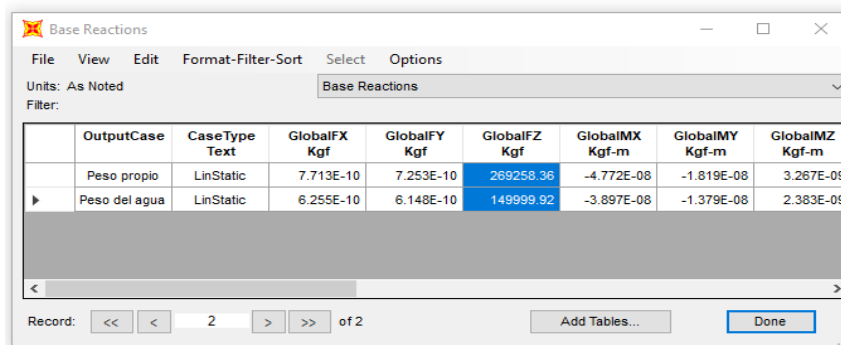


Figura 88: Peso propio y peso del agua del tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

b. Carga viva

La carga viva mínima para techo se considera de 50 kg/m² de acuerdo al RNE E.020 (2006), que indica este valor para techos curvos, el cual va a soportar la cúpula.

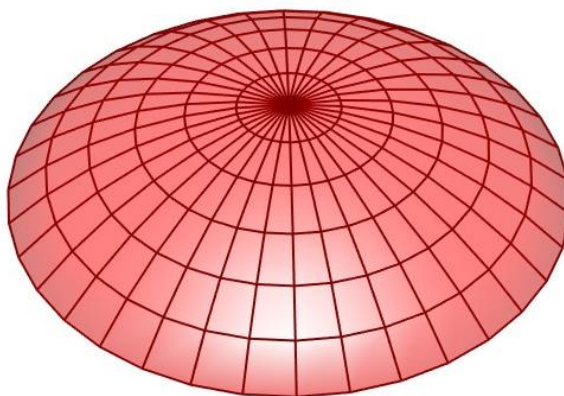
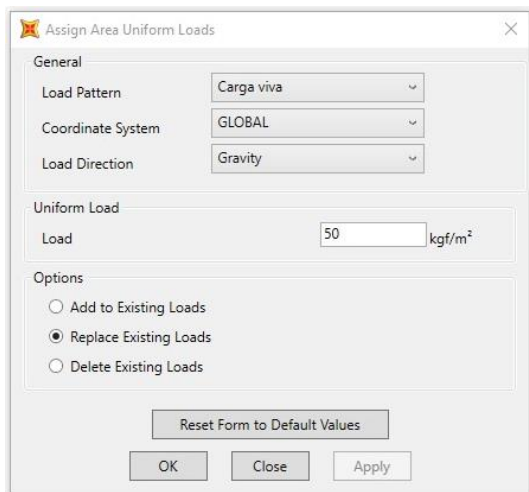


Figura 89: Carga viva en cúpula del tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

ii. Carga lateral sísmica

La carga de sismo que genera aceleraciones en las masas de la estructura y por tanto fuerzas de inercia. La aplicación de estas cargas se explica en el análisis sísmico.

iii. Carga lateral estática

a. Carga lateral por presión hidrostática

La presión del agua actúa sobre la cara interna (*bottom*) de la pared cilíndrica, chimenea, fondo cónico, fondo tronco cónico del tanque de manera perpendicular, incrementándose con la altura del líquido. Se asigna un patrón de carga a los nudos, para luego aplicar las presiones a las áreas. Se considera nivel máximo de llenado de agua de acuerdo al dimensionamiento con el fin de tener esfuerzos máximos y un análisis conservador.

Cálculo de ecuación de presión del agua:

$$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_{w \text{ máx.}} = 28.367 \text{ m}$$

$$H_{w \text{ fondo}} = 23.90 \text{ m}$$

$$H_w = 4.467 \text{ m}$$

$$P_w = \gamma_w \cdot H_w = 4467 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Patrón Presión} = Ax + By + Cz + D$$

$$2.8.367C + D = 0 \quad 23.90C + D = 4467$$

Se obtiene:

$$C = -1000 \quad D = 28367$$

$$\text{Patrón Presión} = 28367 - 1000C$$

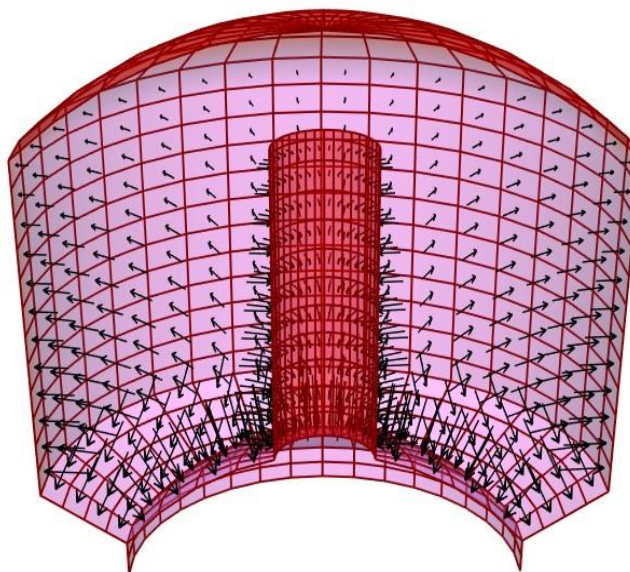
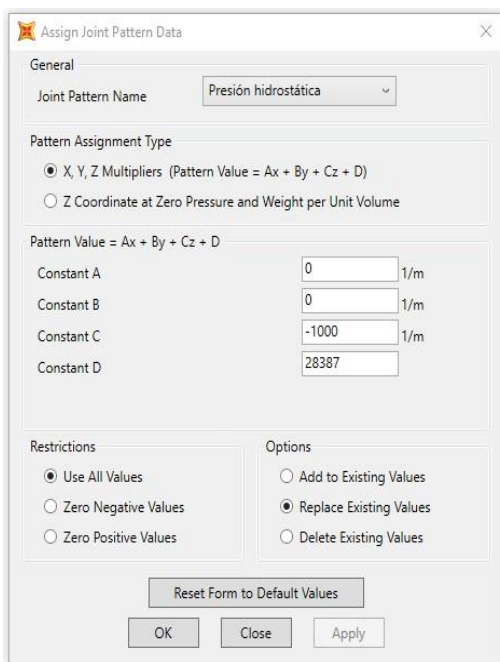


Figura 90: Patrón de presión de agua del tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000)

b. Carga lateral por empuje del suelo

La presión ejercida del suelo actúa de manera perpendicular a la cara externa (*top*) del fuste cilíndrico del tanque elevado desde el fondo de la cimentación hasta la altura del terreno natural. El fuste enterrado va estar expuesto a presiones del suelo restringiendo su desplazamiento, para el caso no se aplica esta presión debido que se considera en el cálculo de la capacidad portante.

VIII. Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga de diseño para el del tanque elevado de acuerdo al ACI350-06 (2006), el cual, recomienda las combinaciones para estructuras que almacenan líquidos y están expuestas al medio ambiente.

Para el diseño de los diferentes componentes de la estructura del tanque, se utilizará las combinaciones por carga ultima y por servicio.

$$U = 1.4D + 1.4F$$

$$U = 1.2D + 1.2F + 0.5Lr$$

$$U = 1.2D + 1.6Lr$$

$$U = 1.2D + 1.2F + E$$

$$U = 0.9D + 1.2F + E$$

D = Carga muerta

Lr = Carga viva del techo

F = Carga por presión de fluidos

E = Carga por sismo (VT agua + Sismo Y)

Se considera la combinación de carga por servicio, para el dimensionamiento de los elementos estructurales del tanque y de su cimentación sometidos a cargas de servicio, así mismo, para el análisis de las presiones en la base y verificar el esfuerzo admisible del suelo.

$$U = D + L + F$$

$$U = D + F + 0.7L + 0.525E$$

D = Carga muerta

L = Carga Viva

F = Carga por presión de fluidos

E = Carga por sismo (VT agua + Sismo Y)

IX. Factor de durabilidad

El tanque elevado en su vida útil estará expuesta a condiciones ambientales normales debido al contacto con el agua, por el cual, es necesario emplear un factor de durabilidad sanitaria (Sd) que incrementa la resistencia requerida U, con el fin de evitar la corrosión y el agrietamiento.

Se utiliza el factor de durabilidad con el propósito de reducir esfuerzos en el acero, teniendo menor tensión en el concreto, por lo tanto, menor agrietamiento en la estructura. Los elementos se diseñarán con las siguientes combinaciones de carga.

Tabla 60

Combinaciones de carga para diseño de elementos sin contacto con el agua.

Combinaciones	Diseño por flexión, tensión, cortante – no contacto con el agua			
	D	F	Lr	E
Comb1	1.4	1.4	-	-
Comb2	1.2	1.2	0.5	-
Comb3	1.2	-	1.6	-
Comb4	1.2	1.2	-	1
Comb5	0.9	1.2	-	1

Fuente: ACI 350-6, 2006. (Elaboración propia).

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma f_s} \geq 1$$

Sd = Factor de durabilidad sanitaria, 0.90 para flexión y 0.75 para cortante

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero 60000 Psi.

f_s = Esfuerzo de tensión permisible en el refuerzo (Psi).

Diseño por flexión y tensión:

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma_{fs}} = \frac{0.9 \times 60000}{20000} = 2.7$$

Diseño por cortante:

$$S_d = \frac{\phi f_y}{\gamma_{fs}} = \frac{0.75 \times 60000}{24000} = 1.875$$

Tabla 61

Combinaciones de carga para diseño por flexión y tensión.

Combinaciones	Flexión y tensión $S_d = 2.7$ – Normal			
	D	F	Lr	E
Comb1-TA	3.78	3.78	-	-
Comb2-TA	3.24	3.24	1.35	-
Comb3-TA	3.24	-	4.32	-
Comb4-TA	3.24	3.24	-	1
Comb5-TA	2.43	3.24	-	1

Fuente: ACI 350-6, 2006. (Elaboración propia).

Tabla 62

Combinaciones de carga para diseño por cortante.

Combinaciones	Cortante $S_d = 1.875$ - Normal			
	D	F	Lr	E
Comb1-V	2.625	2.625	-	-
Comb2-V	2.25	2.25	0.9375	-
Comb3-V	2.25	-	3.00	-
Comb4-V	2.25	2.25	-	1
Comb5-V	1.6875	2.25	-	1

Fuente: ACI 350-6, 2006. (Elaboración propia).

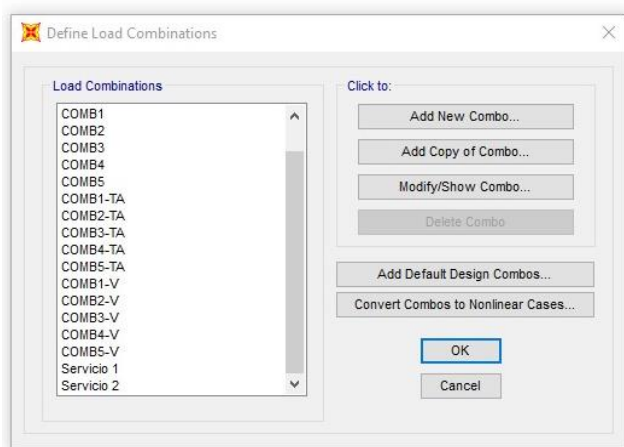


Figura 91: Combinaciones de carga para el Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se crea la combinación de carga por envolvente (E), envolvente por tracción o flexión (E-Tracción angular), envolvente por cortante (E-Cortante), el cual, corresponde a los valores máximos de casos de carga involucrados, con la finalidad de obtener la sollicitación de carga más desfavorable para los elementos.

X. Restricciones en los apoyos de la base

El tanque elevado se encuentra apoyada verticalmente en la dirección Z y del eje local 3, sobre un suelo flexible; el cual, se va encuentra restringida al desplazamiento horizontal en las direcciones X, Y, debido al confinamiento que produce el suelo; para un primer análisis de la estructura se considera empotrado, para el diseño de la cimentación se tomara en cuenta las propiedades del suelo para realizar un análisis elástico.

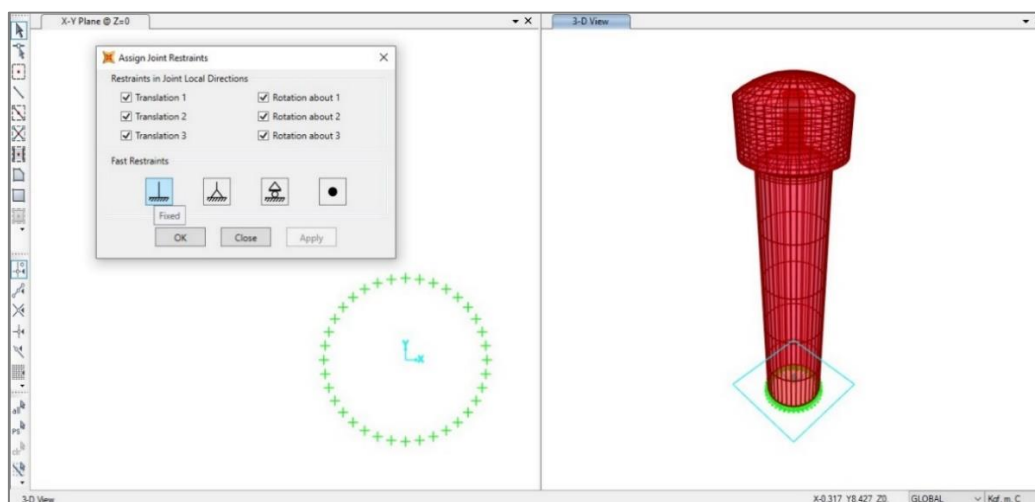


Figura 92: Restricciones en la base del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se aplica la restricción en los apoyos de la base del tanque, del tipo empotramiento en todo el perímetro de la circunferencia para impedir que se desplace y rote la base de la estructura.

2.2.6.6 Análisis Sísmico

2.2.6.6.1 Análisis preliminar

En el análisis del tanque elevado, la estructura enterrada hasta el nivel de fondo de cimentación (Df), no debe aportar *mass* (masa) sísmica a la estructura, debido que en la realidad no debe ser así, el cual está exento a la vibración lateral producida por el sismo.

El *weight* (peso) se considera debido que será necesario para el cálculo de la cimentación; el cual, corresponde al peso propio

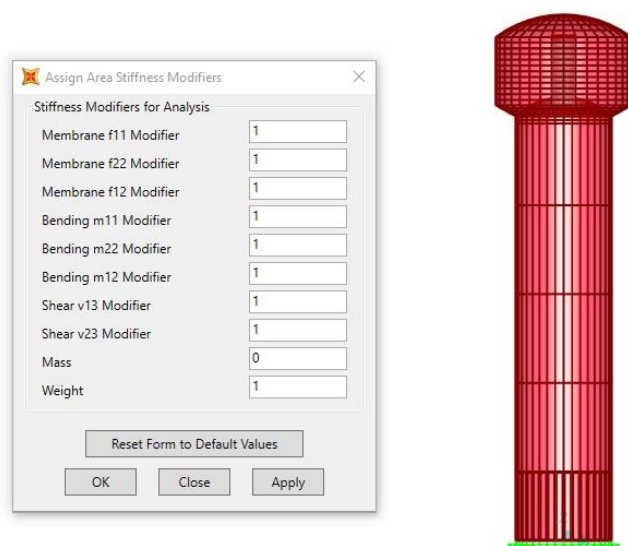


Figura 93: Masa 0 para fuste enterrado del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

2.2.6.6.2 Fuente de masa

Para verificar el análisis modal se debe constituir la fuente de masa, integrado por el peso del agua para poder calcular el peso sísmico efectivo y tener la masa sísmica que se balancea de un lado a otro en el tanque de almacenamiento. De acuerdo a la norma E.030 se determina:

$$P = D + 0.25L + F$$

P = Peso total de la estructura

D = Peso propio

L = Carga viva

F = Carga por presión de fluidos

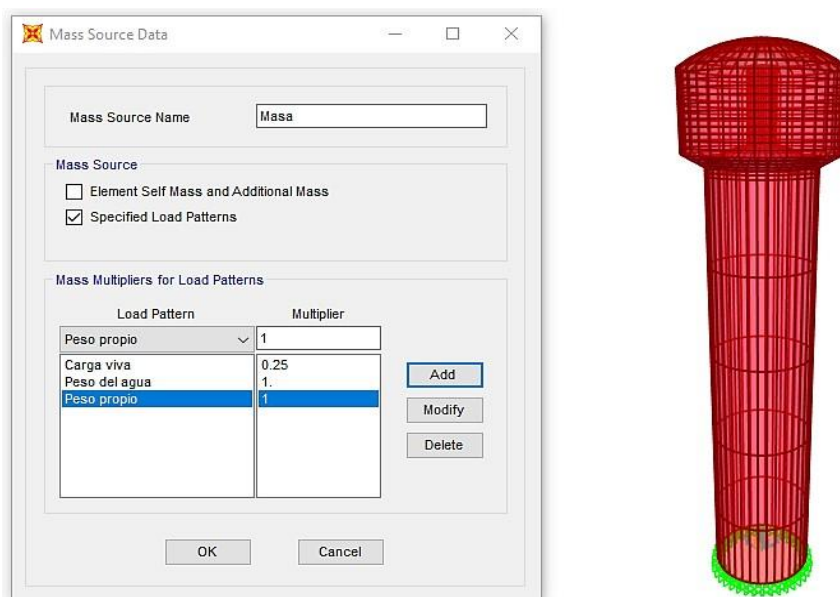


Figura 94: Fuente de masa del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

2.2.6.6.3 Análisis modal

La norma establece que el análisis debe incluir un suficiente número de modos para obtener una participación de masa modal combinada de al menos el 90% de la masa total en ambas direcciones X e Y.

Para realizar el análisis modal, se asigna diafragmas en cada piso con el objetivo de tener pequeñas masas concentradas que contribuyan al cálculo, idealizando el modelo de masas concentradas que comúnmente se calcula.

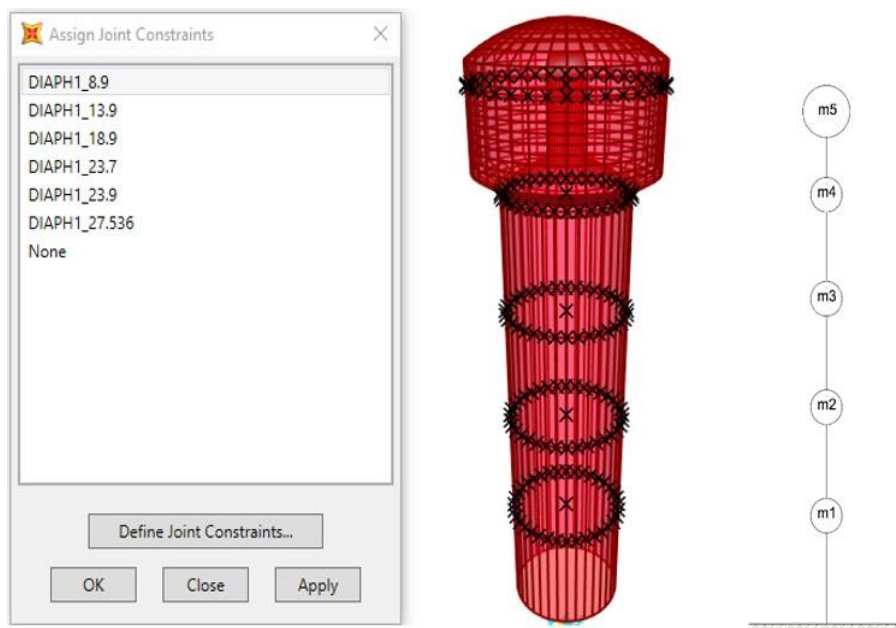


Figura 95: Diafragmas y modelo idealizado en Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
	MODAL	Mode	1	0.383515	0.232	0.557	0	0.232	0.557	0
	MODAL	Mode	2	0.383515	0.557	0.232	0	0.789	0.789	0
	MODAL	Mode	3	0.084336	0	0	0	0.789	0.789	0
	MODAL	Mode	4	0.068158	0.034	0.056	1.033E-16	0.823	0.845	1.033E-16
	MODAL	Mode	5	0.068158	0.056	0.034	4.986E-18	0.879	0.879	1.082E-16
	MODAL	Mode	6	0.056067	8.078E-18	3.631E-18	0.804	0.879	0.879	0.804
	MODAL	Mode	7	0.046075	0.008674	0.002993	9.63E-17	0.888	0.882	0.804
	MODAL	Mode	8	0.046075	0.002993	0.008674	8.225E-16	0.891	0.891	0.804
	MODAL	Mode	9	0.040361	0.027	0.035	8.3E-17	0.918	0.926	0.804
	MODAL	Mode	10	0.040361	0.035	0.027	3.333E-17	0.953	0.953	0.804
	MODAL	Mode	11	0.02863	1.284E-16	2.099E-16	0.098	0.953	0.953	0.902
	MODAL	Mode	12	0.021645	1.295E-15	4.244E-14	1.024E-14	0.953	0.953	0.902



Figura 96: Participación de masa del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se cumple la condición de masa participativa mayor al 90%, por lo tanto, se trabajará con los 12 modos de participación que permite tener como resultado el 95.3%. Por ser simétrico las masas participativas en los dos primeros modos tanto en X como en Y son el mismo. Se trabajará con el primer modo teniendo la mayor participación de la masa en la dirección Y.

2.2.6.6.4 Periodo fundamental (T)

Con la condición de diafragmas a los diferentes niveles, se realiza el análisis para determinar el periodo fundamental y con ello encontrar la cortante basal, considerando el tanque a su total capacidad; donde, se obtiene la máxima demanda debido que el periodo es mayor.

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
	MODAL	Mode	1	0.383515	2.60745685...	16.3831346...	268.407100...
	MODAL	Mode	2	0.383515	2.60745685...	16.3831346...	268.407100...
	MODAL	Mode	3	0.084336	11.8573381...	74.5018530...	5550.52611...
	MODAL	Mode	4	0.068158	14.6716893...	92.1849432...	8498.06376...
	MODAL	Mode	5	0.068158	14.6716893...	92.1849432...	8498.06376...
	MODAL	Mode	6	0.056067	17.8359256...	112.066425...	12558.8837...
	MODAL	Mode	7	0.046075	21.7038884...	136.369552...	18596.6549...
	MODAL	Mode	8	0.046075	21.7038884...	136.369552...	18596.6549...
	MODAL	Mode	9	0.040361	24.7766765...	155.676449...	24235.1570...
	MODAL	Mode	10	0.040361	24.7766765...	155.676449...	24235.1570...
	MODAL	Mode	11	0.02863	34.9289786...	219.465245...	48164.9940...
	MODAL	Mode	12	0.021645	46.2005063...	290.286342...	84266.1609...



Figura 97: Periodos de vibración del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Los periodos de vibración obtenidas son congruentes de acuerdo al tipo de estructura, por ser simétrico los dos primeros modos de vibración tanto en X como en Y son el mismo; existe convergencia con el tercer modo de vibración por lo que solamente usaremos los dos primeros modos de vibración.

Según Rivera (1984), indica que el primer modo de vibración corresponde al desplazamiento provocado solo por la masa del agua, el segundo modo de vibración corresponde al movimiento de la estructura.

El periodo fundamental estará determinado por el primer o segundo modo debido que son los mayores y generan mayor efecto en la estructura, correspondiente a $T = 0.383515$ s.

2.2.6.6.5 Parámetros de sismicidad

Se presenta los procedimientos para determinar todos los parámetros de sismicidad que sirven para determinar la fuerza de diseño, basados en el RNE E.030 y ACI350-06.

I. Zonificación

El territorio nacional dividido en 4 zonas sísmicas, cada zona tiene un factor Z, que representa la aceleración máxima del terreno.

Según la tabla 26, para el proyecto, el tanque elevado se ha construido en la selva específicamente en la región san Martín, provincia de Picota, distrito de Puerto Rico, por lo tanto, le corresponde:

Factor de zona Z:

Zona	Z
2	0.25

II. Parámetros de sitio (S, T_p y T_L)

El perfil de suelo se clasifica en 5 tipos tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, espesor del estrato, periodo fundamental de vibración, velocidad de propagación de las ondas de corte. De acuerdo al estudio de suelo y demás factores, para el proyecto le corresponde:

Factor de suelo S:

Zona	Perfil de suelo	S
2	S2	1.20

Periodos T_P y T_L :

Perfil de suelo	T_P	T_L
S2	0.6	2

III. Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a los parámetros de sitio, se define el factor de amplificación sísmica según el RNE E.030 (2018).

Periodo que define la plataforma del factor C (T_P) = 0.6 s

Periodo fundamental (T) = 0.383515 s.

Factor de amplificación sísmica:

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

IV. Factor de uso o importancia (U)

Las estructuras se clasifican de acuerdo a la categoría de uso o importancia indicado en el RNE E.030 (2018). El tanque elevado corresponde a la categoría:

Factor de uso U:

Categoría	Descripción	U
A Edificaciones esenciales	Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento.	1.50

V. Factor de reducción de respuesta (R)

El factor R representa la proporción de fuerza sísmica máxima sobre una estructura durante un evento sísmico específico.

La norma E.030 no especifica un valor para el factor de modificación de estructuras tipo péndulo invertido como el caso del tanque elevado.

La norma ACI 350.3-06 (2006), define los siguientes valores para el factor de reducción:

Tipo de estructura	R_i	R_c
S2	2	1

2.2.6.6.6 Análisis estático

I. Altura equivalente

Se considera un tanque cilíndrico equivalente para el volumen de almacenamiento, con diámetro interior dimensionado y se obtiene la altura equivalente H_L , para calcular la masa impulsiva y convectiva.

$$H_L = \frac{4V}{\pi D^2}$$

Considerando volumen máximo de llenado:

$$V = 179.2037 \text{ m}^3$$

$$D = 2R = 2(3.837) = 7.674 \text{ m}$$

Altura equivalente del agua:

$$H_L = 3.8744 \text{ m}$$

II. Masa impulsiva y convectiva

Los componentes del líquido almacenado según ACI350.3-06 (2006), compuesta por la masa impulsiva y convectiva:

$$\frac{m_i}{m_L} = \frac{\tanh \left[0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left(\frac{D}{H_L} \right)}$$

$$\frac{m_c}{m_L} = 0.230 \left(\frac{D}{H_L} \right) \tanh \left[3.68 \left(\frac{D}{H_L} \right) \right]$$

Datos	Valor
Masa impulsiva:	m_i en kg
Masa convectiva:	m_c en kg
Masa total del agua máxima almacenada:	$m_L = 179203.7$ kg
Volumen de almacenamiento:	$V = 179.2037$ m ³
Altura equivalente del agua:	$H_L = 3.8744$ m
Diámetro interior del reservorio:	$D = 7.674$ m

Masa impulsiva: $m_i = 97866.4507$ kg

Masa convectiva: $m_c = 77757.822$ kg

III. Altura impulsiva y convectiva

Alturas del centro de gravedad donde actúan la masas impulsiva y convectiva, medida desde la base del tanque, se calculan mediante las expresiones indicadas ACI350.3-06 (2006):

$$\frac{D}{H_L} \geq 0.75$$

$$\frac{h_i}{H_L} = \frac{0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)}{2 \tanh \left[0.866\left(\frac{D}{H_L}\right)\right]} - \frac{1}{8}$$

$$\frac{h_c}{H_L} = 1 - \frac{\cosh \left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right] - 2.01}{3.68\left(\frac{H_L}{D}\right) \sinh \left[3.68\left(\frac{H_L}{D}\right)\right]}$$

Datos	Valor
Altura de la masa impulsiva respecto a la base del tanque.	h_i en m.
Altura de la masa convectiva respecto a la base del tanque:	h_c en m.
Altura equivalente del agua:	$H_L = 3.8744$ m
Diámetro interior del reservorio:	$D = 7.674$ m

$$\frac{D}{H_L} = 1.98 \geq 0.75$$

Altura impulsiva: $h_i = 3.06$ m

Altura convectiva: $h_c = 3.03$ m

IV. Periodo impulsivo y convectivo

Se necesita calcular los periodos fundamentales para las diferentes componentes y establecer los valores de las aceleraciones combinado con la masa calcular la fuerza lateral, los periodos impulsivos y convectivo, se calculan mediante ACI350.3-06 (2006):

Se tiene el periodo en función a toda la masa considerando el peso total del agua, que representa al periodo impulsivo.

$$T_i = 0.383515 \text{ s.}$$

Para calcular el periodo convectivo:

$$\lambda = \sqrt{3.68g \tanh \left[3.68 \left(\frac{H_L}{D} \right) \right]}$$

$$T_c = \frac{2\pi}{\omega_c} = \frac{2\pi}{\lambda} \sqrt{D}$$

Datos	Valor
Periodo impulsivo:	T_i en s.
Periodo convectivo:	T_c en s.
Altura equivalente del agua:	$H_L = 3.8744 \text{ m}$
Diámetro interior del reservorio:	$D = 7.674 \text{ m}$
Gravedad:	$g = 9.6067 \text{ m/s}^2$

Periodo convectivo: $T_c = 3\text{s}$

Periodo impulsivo: $T_i = 0.383515\text{s}$

V. Coeficientes de amplificación impulsivo y convectivo

Para la componente impulsiva se trabaja con el coeficiente de amplificación calculada C , para la componente convectiva se calcula.

Para un volumen $V = 179.2037 \text{ m}^3$ se tiene $T_i = 0.383515 \text{ s}$, para un volumen menor $V = 150 \text{ m}^3$ el periodo será $T_i < T_p$, por lo tanto, el factor de amplificación sigue siendo el mismo $C = 2.5$.

Coeficiente de amplificación impulsivo:

$$T_i < T_p \quad C_i = 2.5$$

Coeficiente de amplificación convectivo:

$$T_c > T_L \quad C_c = 2.5 \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T_c^2} \right)$$

Datos	Valor
Periodo impulsivo:	$T_i = 0.383515 \text{ s}$
Periodo convectivo:	$T_c = 3 \text{ s}$
Periodo que define la plataforma del factor C:	$T_p = 0.6 \text{ s}$
Periodo que define el inicio de la zona del factor C:	$T_L = 2 \text{ s}$
Coficiente de amplificación impulsivo:	C_i adimensional
Coficiente de amplificación convectivo:	C_c adimensional

Coficiente de amplificación impulsivo: $C_i = 2.50$

Coficiente de amplificación convectivo: $C_c = 0.3334$

2.2.6.7 Cálculo sísmico

2.2.6.7.1 Cortante basal impulsivo y convectivo

Se determina las fuerzas cortantes en la base producida por cada componente (impulsivo y convectivo) del tanque, mediante el producto de la aceleración y la masa, se obtiene las fuerzas laterales de cada componente.

$$C_s = \frac{ZUCS}{R}$$

$$V = C_s \cdot m \cdot g$$

Datos	Valor
Factor de zona:	$Z = 0.25$
Factor de uso o importancia:	$U = 1.5$
Factor de suelo:	$S = 1.2$
Coficiente de amplificación sísmica:	C (impulsivo C_i , convectivo C_c).
Factor de reducción de respuesta:	R (impulsivo R_i , convectivo R_c).
Coficiente de diseño sísmico horizontal:	C_s (impulsivo C_{s-i} , convectivo C_{s-c}).
Cortante basal:	V (impulsivo V_i , convectivo V_c) en kgf.

Cortante basal impulsivo:

$$C_i = 2.5 \quad R_i = 2 \quad m_i = 97866.4507 \text{ kg}$$

$$C_{s-i} = \frac{ZUC_i S}{R_i} = 0.5625$$

$$V_i = C_{s-i} \cdot m_i \cdot g = 55049.879 \text{ kgf}$$

Cortante basal convectivo:

$$C_c = 0.3334 \quad R_c = 1 \quad m_c = 77757.822 \text{ kg}$$

$$C_{s-c} = \frac{ZUC_c S}{R_i} = 0.15$$

$$V_c = C_{s-c} \cdot m_c \cdot g = 11667.481 \text{ kgf}$$

2.2.6.7.2 Cortante basal total del agua

Con la determinación de las cortantes en la base, producido por las componentes (impulsiva y convectiva) del tanque, se calcula el cortante basal total del agua de acuerdo al ACI350.3-06 (2006), mediante la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las cortantes:

$$V_{T-agua} = \sqrt{V_i + V_c}$$

Datos	Valor
Cortante basal total del agua:	V_{T-agua} en kgf
Cortante basal impulsiva:	V_i en kgf
Cortante basal convectiva:	V_c en kgf

$$V_{T-agua} = \sqrt{V_i + V_c} = 56272.722 \text{ kgf}$$

La fuerza cortante total del agua se va aplicar en el tanque elevado a la altura del centro de gravedad calculado para las componentes, para el caso se va idealizar como una sola masa concentrada en la parte superior del tanque, debido a la proximidad del centro de gravedad de las componentes, se asumirá el valor promedio de las alturas para aplicar la cortante.

$$\text{Altura impulsiva: } h_i = 3.06 \text{ m}$$

$$\text{Altura convectiva: } h_c = 3.03 \text{ m}$$

$$h_{\text{promedio}} = \frac{h_i + h_c}{2} = 3.043 \text{ m}$$

$$H_L = 3.874 \text{ m}$$

$$h_{\text{total}} = h_{Df} + h_{\text{fuste}} + h_{\text{promedio}} + h_{\text{fondo}} = 3.90 + 20 + 3.043 + 0.593 = 27.536 \text{ m}$$

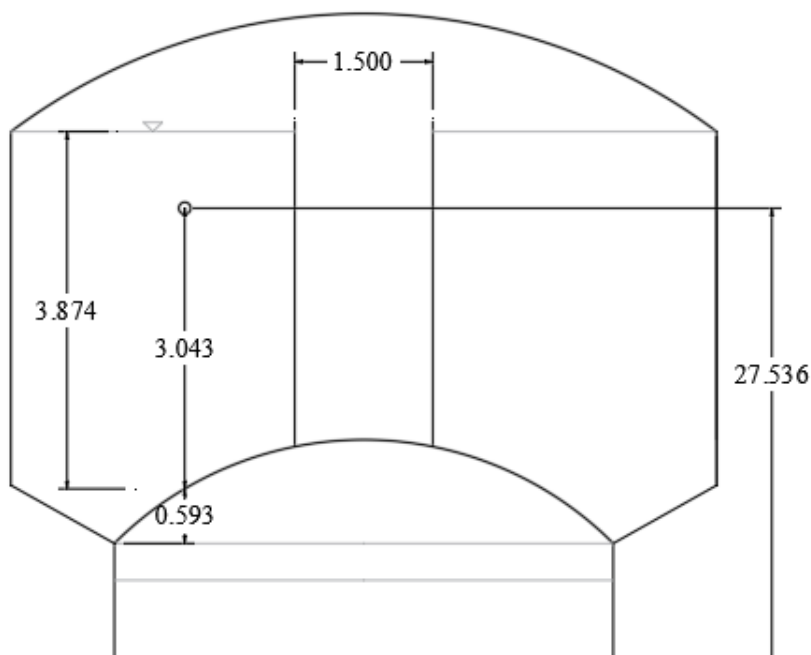


Figura 98: Ubicación de cortante basal del agua en tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia).

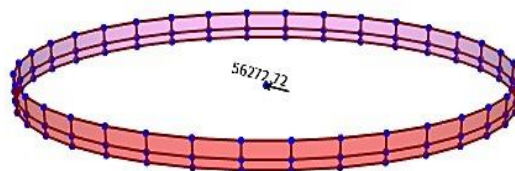
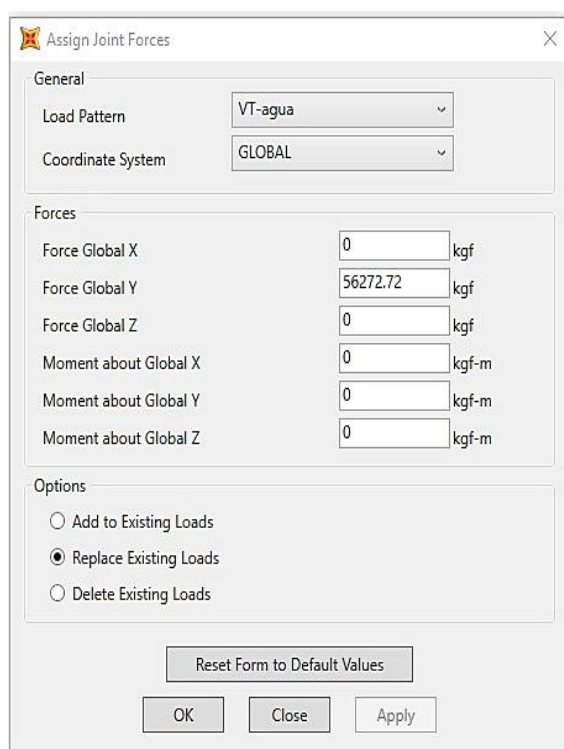


Figura 99: Fuerza cortante basal del agua en tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

La fuerza está aplicada en la dirección Y de acuerdo al primer modo que tiene la mayor masa participativa en esa dirección. Se puede realizar el enlace de la fuerza con la pared cilíndrica del tanque mediante diafragma como una fuerza por unidad de área.

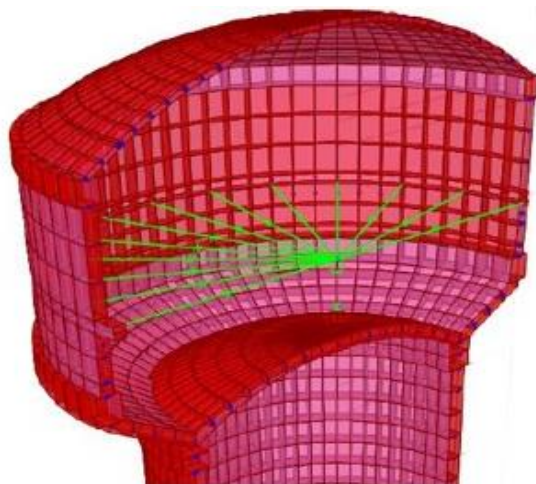


Figura 100: Diafragma cortante basal del agua en tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

2.2.6.7.3 Cortante basal en la base

I. Modelo matemático equivalente de tanque elevado

El modelo matemático de Housner (1963), cuando el tanque tiene una superficie libre, se considera la participación de dos masas concentradas, una masa impulsiva y una masa convectiva. Los centros de gravedad de las masas se encuentran cercanas; por tal, se va a considerar una sola fuerza aplicada en un solo punto. Se idealiza el modelo como una sola masa concentrada de un solo grado de libertad de acuerdo a Hernández (2018).

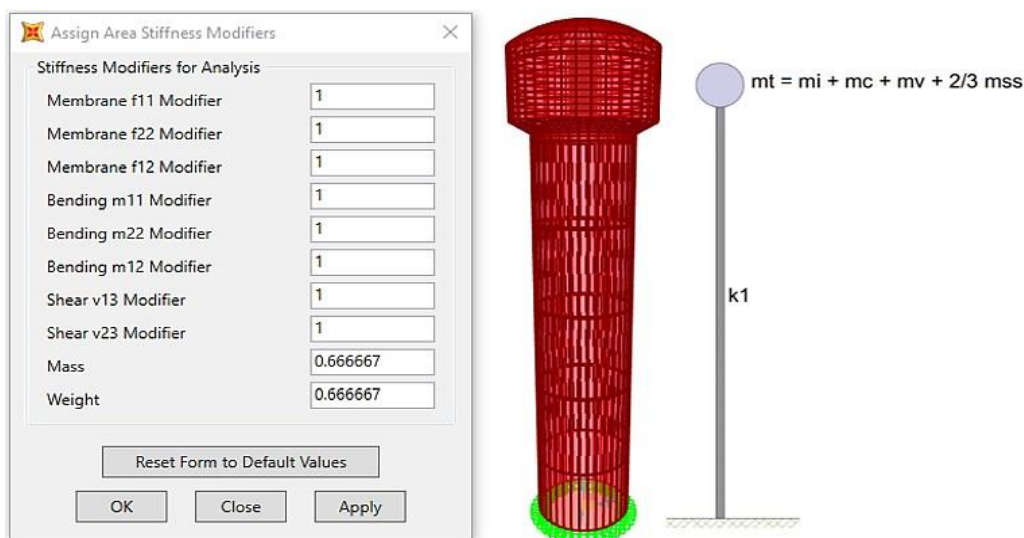


Figura 101: Contribución de los 2/3 de la masa del fuste en tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

De acuerdo a la propuesta de Housner e idealizando en una sola masa concentrada como lo indica Hernández se tiene:

$$m_t = m_i + m_c + m_v + \frac{2}{3} m_{ss}$$

Datos	Valor
Masa total:	m_t en kg
Masa impulsiva:	m_i en kg
Masa convectiva:	m_c en kg
Masa del tanque contenedor:	m_v en kg
Masa de la estructura de soporte:	m_{ss} en kg

II. Cortante en la base

Se obtiene la cortante en la base (V_{T-base}) producida por la carga viva en la cúpula y también por el peso propio de toda la estructura.

Se crea el patrón de carga por sismo en Y de acuerdo al primer modo que tiene la mayor masa participativa en esa dirección, considerando el coeficiente de diseño sísmico horizontal impulsivo que se calculó en función a toda la masa y al peso total del agua.

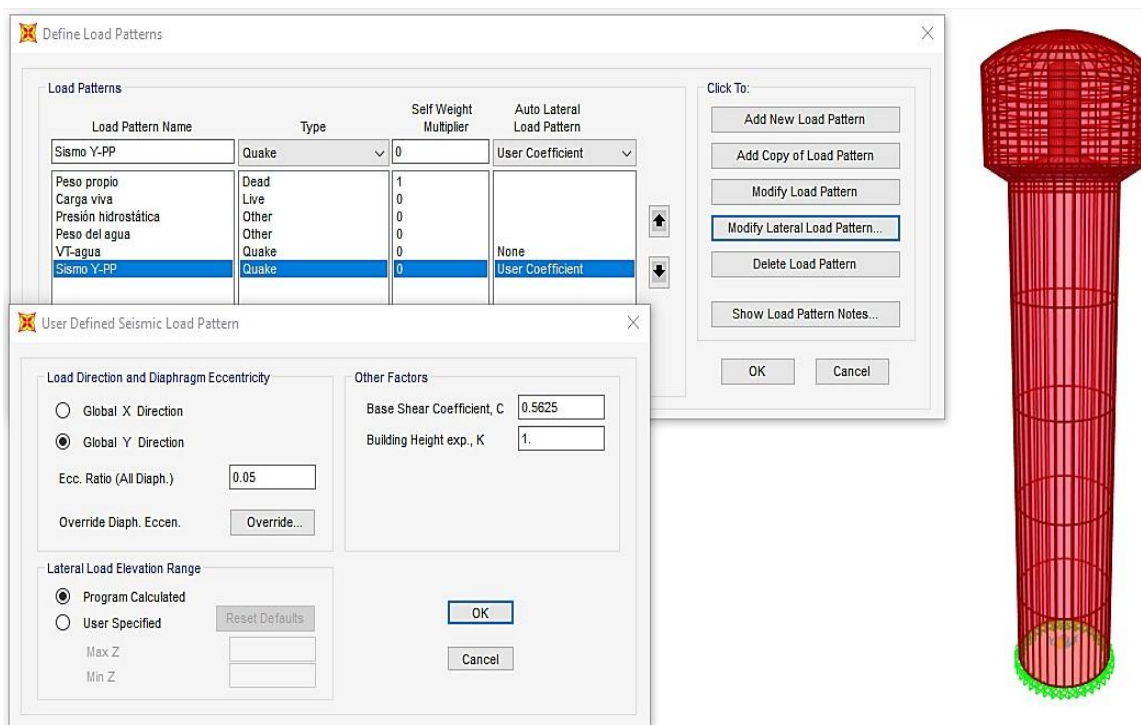
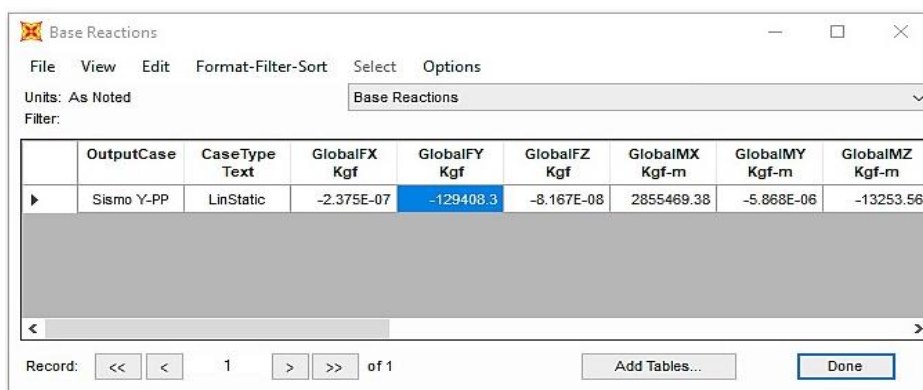


Figura 102: Sismo estático en Y del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).



	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m
▶	Sismo Y-PP	LinStatic	-2.375E-07	-129408.3	-8.167E-08	2855469.38	-5.868E-06	-13253.56

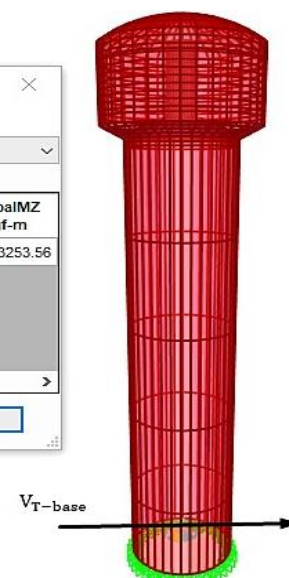
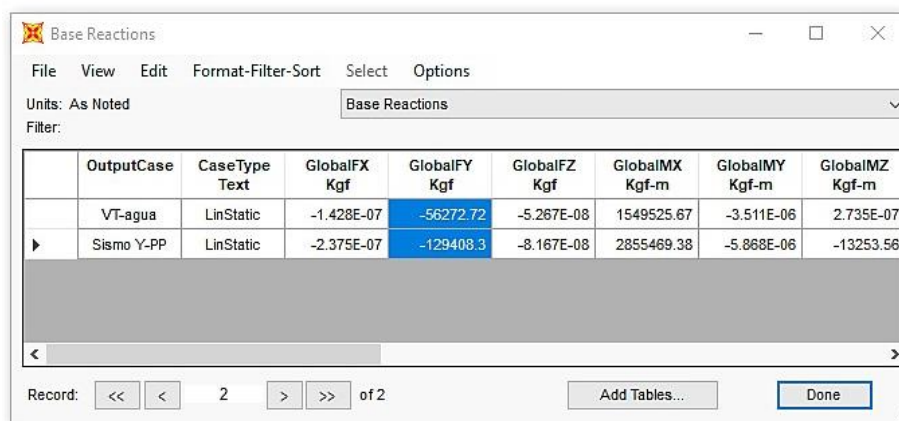


Figura 103: Cortante basal en la base del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

2.2.6.7.4 Fuerza sísmica total

Se calcula la fuerza sísmica total que va ser igual al cortante basal total del agua más el cortante basal en la base con el cual se dimensiona el fuste, debido que el movimiento total constituye una masa rígida, en el cual, la carga lateral afecta el fuste.



	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf	GlobalMX Kgf-m	GlobalMY Kgf-m	GlobalMZ Kgf-m
	VT-agua	LinStatic	-1.428E-07	-56272.72	-5.267E-08	1549525.67	-3.511E-06	2.735E-07
▶	Sismo Y-PP	LinStatic	-2.375E-07	-129408.3	-8.167E-08	2855469.38	-5.868E-06	-13253.56

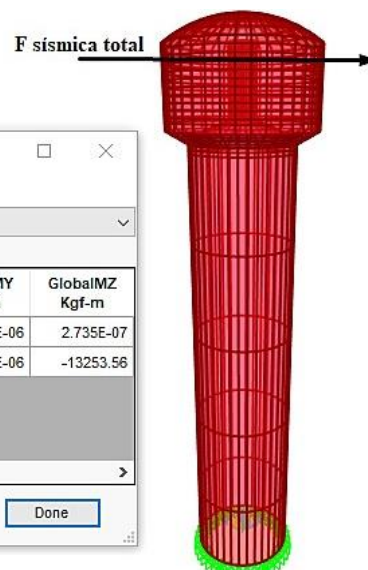


Figura 104: Fuerza sísmica total del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

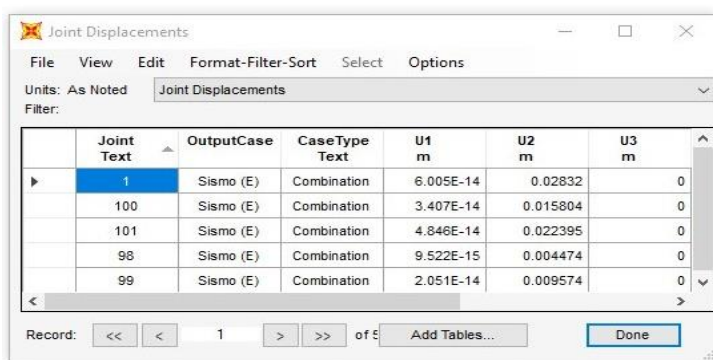
2.2.6.7.5 Análisis dinámico

Para el caso no se consideró análisis dinámico, debido que se trata de una sola masa concentrada en su parte superior, un sistema de un solo grado de libertad que es totalmente regular y está dentro de la altura máxima que tiene alcance el método estático (Estructuras regulares y cuya altura máxima no pase de 30m) de acuerdo a la norma RNE E.030 (2018).

Si se requiere un análisis dinámico, el análisis modal sería válido, al tratarse de una estructura con una sola masa concentrada los porcentajes de participación de masa modal significativo va a estar en el 1° y 2° modo, necesario para analizar la estructura.

2.2.6.7.6 Desplazamiento lateral

Definido las dimensiones de los elementos, el peso completo del tanque, se realiza la evaluación del espesor del fuste mediante la rigidez lateral. El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado con el análisis estructural mediante carga de sismo, esta no deberá exceder los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de concreto armado el valor de 0.007 que indica la norma RNE E.030 (2018).



Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m
1	Sismo (E)	Combination	6.005E-14	0.02832	0
100	Sismo (E)	Combination	3.407E-14	0.015804	0
101	Sismo (E)	Combination	4.846E-14	0.022395	0
98	Sismo (E)	Combination	9.522E-15	0.004474	0
99	Sismo (E)	Combination	2.051E-14	0.009574	0



Figura 105: Desplazamiento lateral de entrepiso en Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 63

Desplazamiento en Tanque elevado.

Altura (m)	H piso (m)	Desp.	Desp. Relativo	Dist. Angular	0.75R $R_i=2$	Desp. Máx E.030	Estado
23.636	3.836	0.02832	0.0059	0.0015	0.0023	0.007	Aceptable
19.8	4.8	0.022395	0.0066	0.0014	0.0021	0.007	Aceptable
15	5	0.015804	0.0062	0.0012	0.0019	0.007	Aceptable
10	5	0.009574	0.0051	0.0010	0.0015	0.007	Aceptable
5	5	0.004474	0.0045	0.0009	0.0013	0.007	Aceptable

Fuente: Elaboración propia.

Se obtiene los desplazamientos laterales de los puntos en la estructura, referenciado con la altura se obtiene la distorsión angular, multiplicado por 0.75R (desplazamientos laterales para estructuras regulares de acuerdo a la norma E.030) se obtiene la distorsión angular inelástica, el valor se compara con el límite máximo de distorsión 0.007.

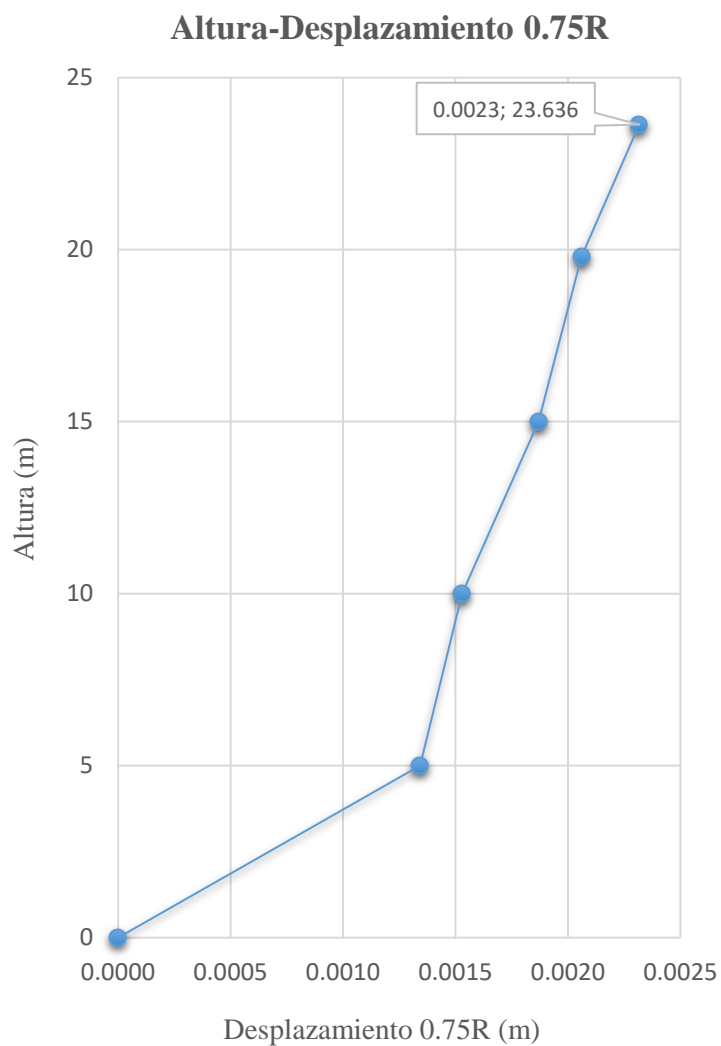


Figura 106: Altura-desplazamiento 0.75R del Tanque elevado.
(Fuente: Elaboración propia).

Se dimensiona el fuste, teniendo en cuenta que los desplazamientos máximos relativos no sobrepasen el valor límite de distorsión. Considerando la estructura de concreto armado obtenemos que el desplazamiento lateral máximo resulta menor que el límite $0.0023 < 0.007$ por lo que se considera aceptable el espesor del fuste de $e = 25$ cm.

2.2.6.8 Diseño estructural

2.2.6.8.1 Diseño estructural de Cisterna

Los elementos serán diseñados con las combinaciones de carga afectados por el factor de durabilidad ya sea por cortante y flexión todos los elementos en contacto con el agua y por combinación normal los elementos que no están en contacto con el agua; de igual forma, para el diseño de acero.

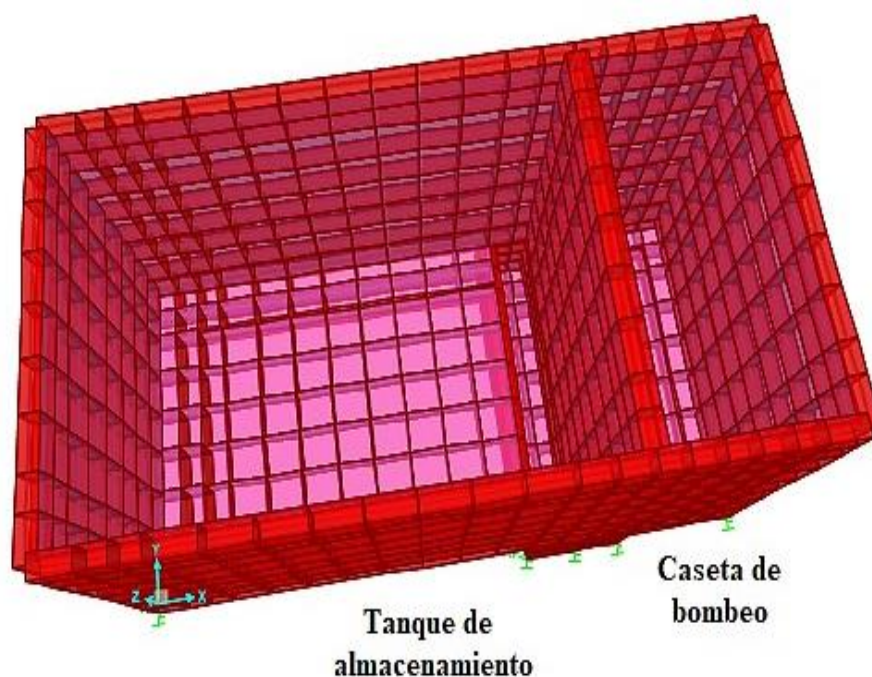


Figura 107: Tanque de almacenamiento y caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

I. Muro exterior tanque de almacenamiento

i. Diseño de espesor por cortante

Se analiza el espesor del muro por la fuerza cortante con la combinación de carga por envolvente de cortante por durabilidad (E-Cortante) y se define el espesor, con ello se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento.

El espesor del muro es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto. Se calculará mediante las siguientes expresiones:

Capacidad a cortante del concreto:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

Se verifica $\phi V_c > V_u$

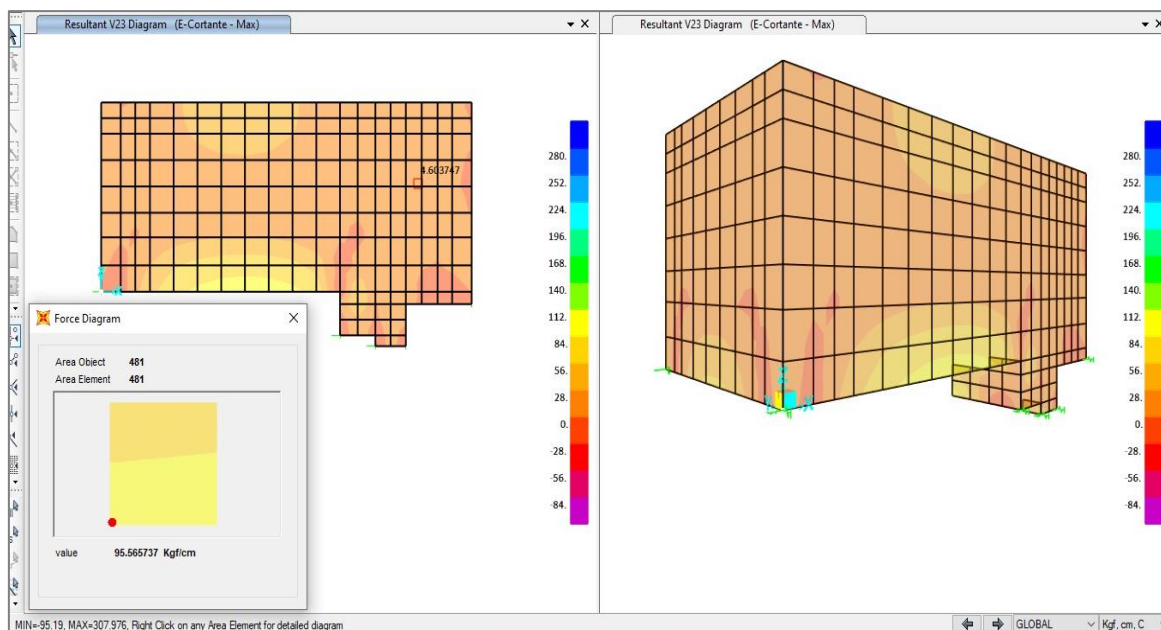


Figura 108: Cortante V23 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción del espesor en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - d_c \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 25 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Capacidad a cortante del concreto:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 6502.59 \text{ kg} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

Tabla 64

Cortante V23 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
481	481	Shell-Thin	201	E-Cortante	Combination	Min	-123.84
481	481	Shell-Thin	203	E-Cortante	Combination	Min	-124.19
481	481	Shell-Thin	486	E-Cortante	Combination	Min	-124.19
481	481	Shell-Thin	480	E-Cortante	Combination	Min	-123.84

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el cortante V23, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

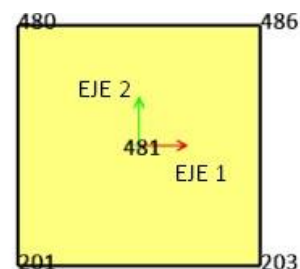
$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{201} + V_{203}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 124.015 \text{ kg/cm} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

$$V_u = 6045.73 \text{ kg}$$

Se verifica $\phi V_c > V_u$

Entonces espesor de muro exterior $e = 25 \text{ cm}$ definitivo.



ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente de flexión (E- Flexión) por durabilidad.

a. Acero de refuerzo vertical

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 25 \text{ cm}$

Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

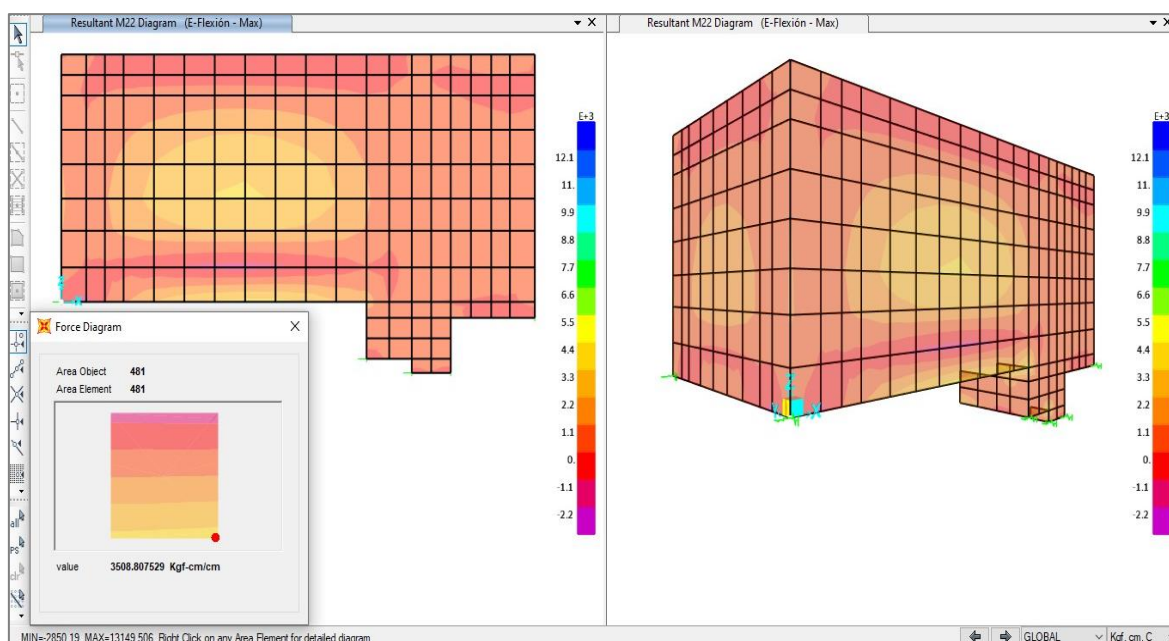


Figura 109: Momento M22 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 65

Momento M22 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
481	481	Shell-Thin	201	E-Flexión	Combination	Min	-9038.87
481	481	Shell-Thin	203	E-Flexión	Combination	Min	-9083.77
481	481	Shell-Thin	486	E-Flexión	Combination	Min	-2043.3
481	481	Shell-Thin	480	E-Flexión	Combination	Min	-2018.25

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

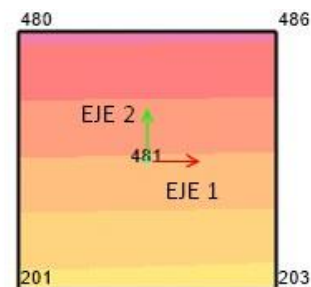
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$Mu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{201} + M_{203}}{2} \right)$$

$$Mu/b_s = 9061.32 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

$$Mu = 441739.35 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$Mu = 441739.35 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 22.65 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.006$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 6.19 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 5/8", $A_b = 2.00 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 16.25 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero vertical:	1Ø 5/8" @ 15 cm cm doble malla

b. Acero de refuerzo horizontal

El acero de refuerzo horizontal será calculado con el momento M11 que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 25 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	Mu en kg.cm del programa SAP2000

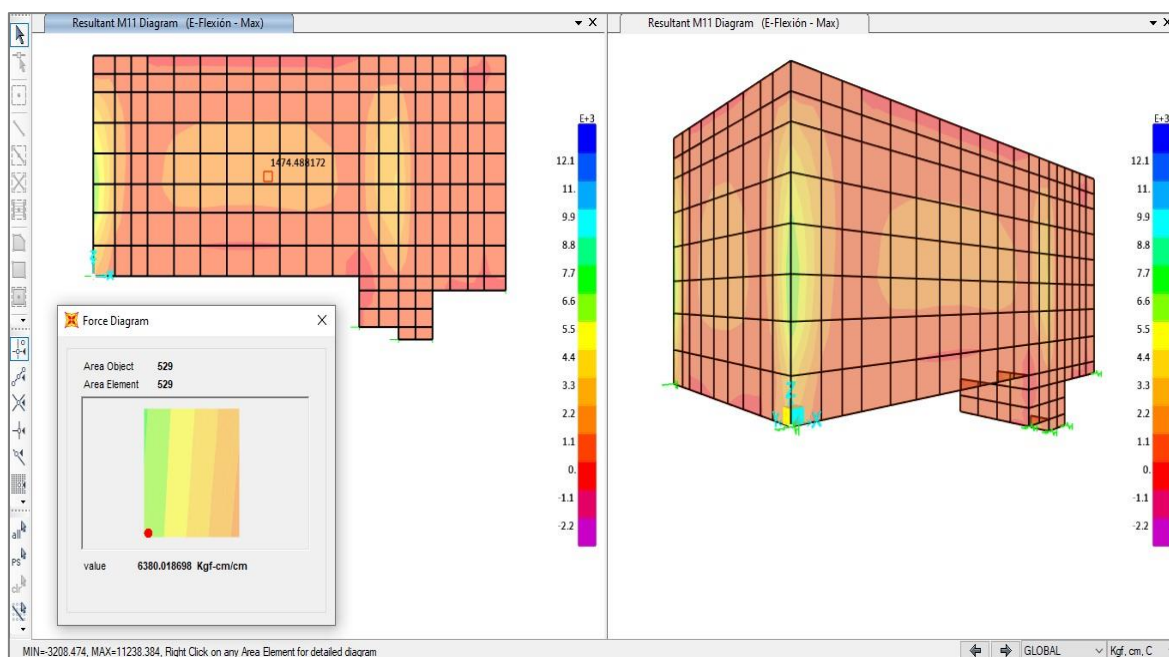


Figura 110: Momento M11 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 66

Momento M11 tramo 2 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
529	529	Shell-Thin	528	E-Flexión	Combination	Max	6412.19
529	529	Shell-Thin	527	E-Flexión	Combination	Max	1775.61
529	529	Shell-Thin	529	E-Flexión	Combination	Max	2329.14
529	529	Shell-Thin	530	E-Flexión	Combination	Max	6742.74

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

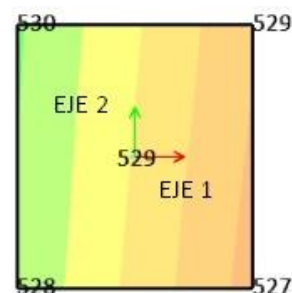
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Tramo 2, el momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{528} + M_{530}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 6577.465 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 45.03 \text{ cm}$$

$$M_u = 296183.25 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 296183.25 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 16.44 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.0045$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 4.08 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 15.01 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo 2:	Del nivel 1.00 - 2.40 m
Distribución acero horizontal.	$1\emptyset 1/2" @ 15 \text{ cm}$ doble malla

Tabla 67

Momento M11 tramo 1 y 3 del muro exterior tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
528	528	Shell-Thin	526	E-Flexión	Combination	Max	3883.77
528	528	Shell-Thin	525	E-Flexión	Combination	Max	938.8
528	528	Shell-Thin	527	E-Flexión	Combination	Max	1765.68
528	528	Shell-Thin	528	E-Flexión	Combination	Max	6443.5

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

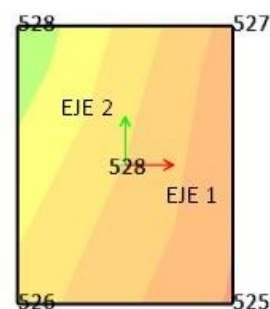
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Tramo 1 y 3, el momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{528} + M_{526}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 5163.635 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 51.64 \text{ cm}$$

$$M_u = 266650.11 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 266650.11 \text{ kg}\cdot\text{cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 12.91 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.0035$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 3.64 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 17.21 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo 1 y 3:	Del nivel 0.00-1.00 m y 2.40-3.30 m
Distribución acero horizontal:	1Ø 1/2" @ 15 cm doble malla

II. Muro interior del tanque de almacenamiento

i. Diseño de espesor por cortante

El espesor del muro interior es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

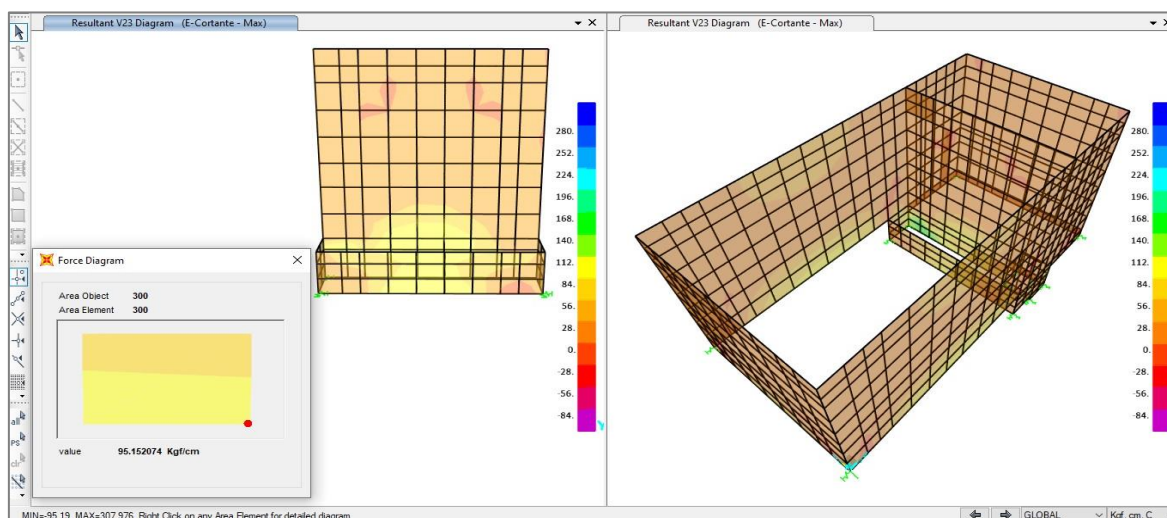


Figura 111: Cortante V23 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi \sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - d_c \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 25 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕVc en kg
Cortante requerido:	Vu en kg extraído del programa SAP2000.

Capacidad a cortante del concreto:

$$\phi Vc = 2\phi\sqrt{f'c} b_s \cdot d = 6135.78 \text{ kg} \quad b = 46.00 \text{ cm}$$

Tabla 68

Cortante V23 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
300	300	Shell-Thin	308	E-Cortante	Combination	Max	96.79
300	300	Shell-Thin	310	E-Cortante	Combination	Max	94.73
300	300	Shell-Thin	311	E-Cortante	Combination	Max	94.73
300	300	Shell-Thin	309	E-Cortante	Combination	Max	96.79

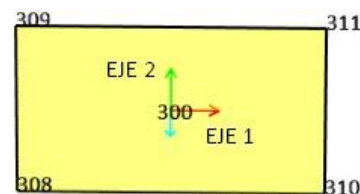
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido Vu , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el cortante V23, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

$$Vu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{308} + V_{310}}{2} \right)$$

$$Vu/b_s = 95.76 \text{ kg/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$Vu = 4404.96 \text{ kg}$$



Se verifica $\phi Vc > Vu$

Entonces espesor de muro exterior $e = 25 \text{ cm}$ definitivo.

ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente de flexión (E- Flexión) por durabilidad.

a. Acero de refuerzo vertical

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 25 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{\min} = 0.003$
Momento último:	Mu en kg.cm del programa SAP2000

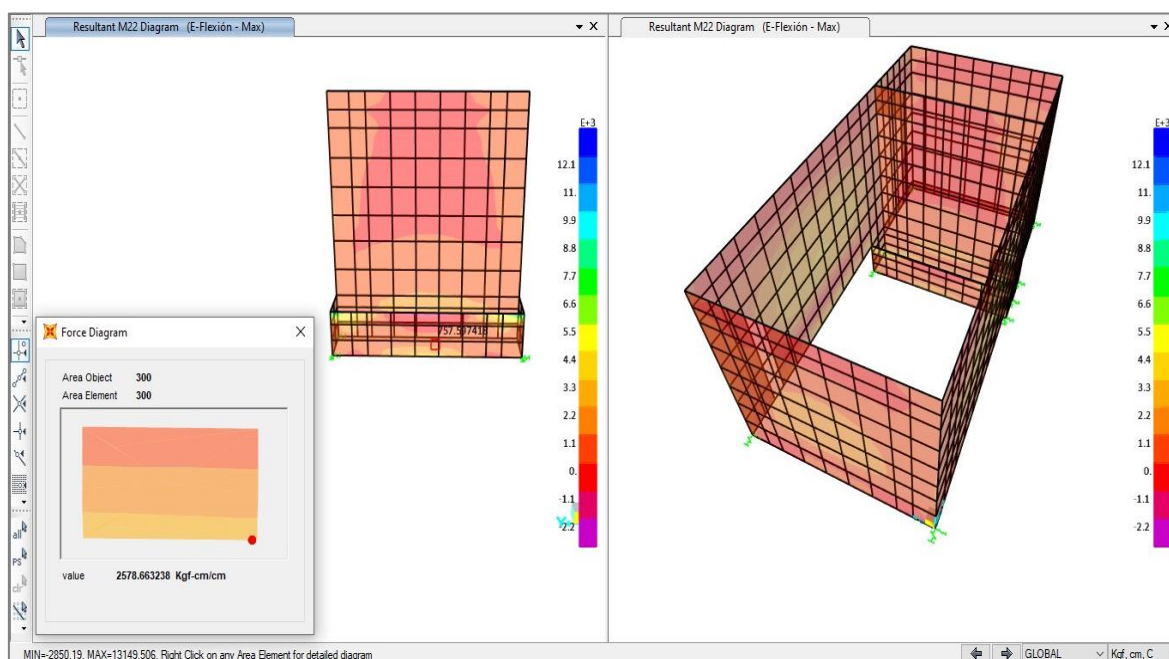


Figura 112: Momento M22 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 69

Momento M22 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
300	300	Shell-Thin	308	E-Flexión	Combination	Max	3196.38
300	300	Shell-Thin	310	E-Flexión	Combination	Max	3055.83
300	300	Shell-Thin	311	E-Flexión	Combination	Max	259.13
300	300	Shell-Thin	309	E-Flexión	Combination	Max	213.81

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{308} + M_{310}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 2753.89 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$M_u = 126678.71 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 126678.71 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 6.88 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 2.76 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 15.33 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero vertical:	1Ø 1/2" @ 15 cm cm doble malla

b. Acero de refuerzo horizontal

El acero de refuerzo horizontal será calculado con el momento M11 que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 25 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

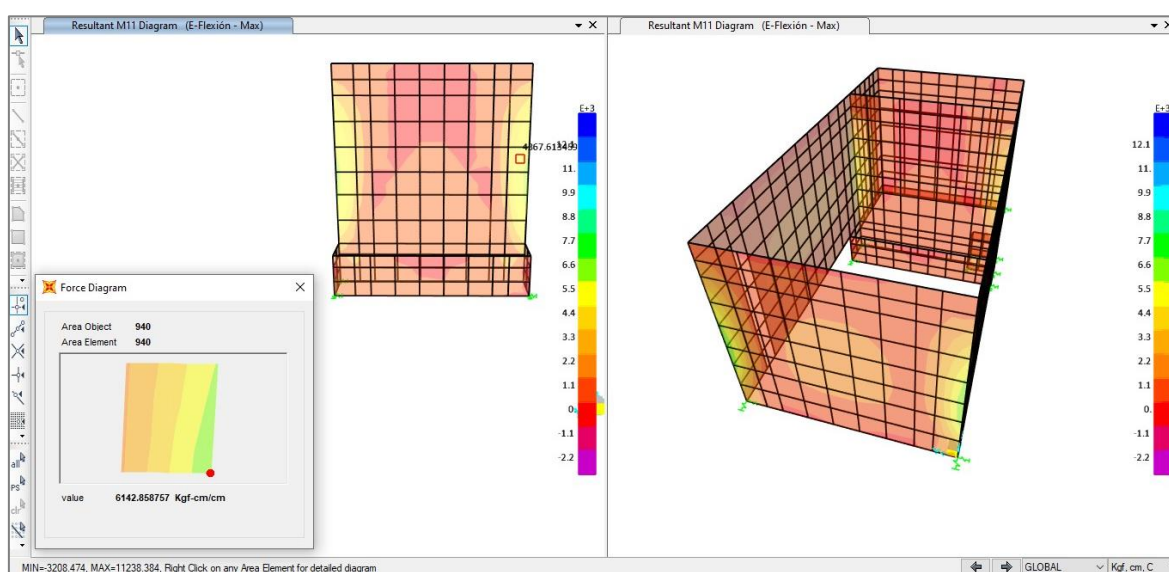


Figura 113: Momento M11 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 70

Momento M11 tramo 2 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
940	940	Shell-Thin	845	E-Flexión	Combination	Max	1863.69
940	940	Shell-Thin	846	E-Flexión	Combination	Max	1845.86
940	940	Shell-Thin	457	E-Flexión	Combination	Max	5468.1
940	940	Shell-Thin	456	E-Flexión	Combination	Max	6077.12

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

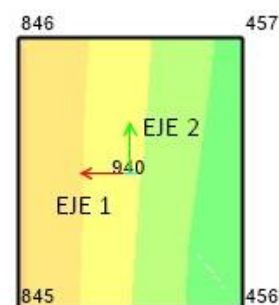
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M_{11} , promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Tramo 2, el Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{457} + M_{456}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 6032.485 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 48.33 \text{ cm}$$

$$M_u = 291550.00 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 291550.00 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 15.08 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.004$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 4.00 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 16.11 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo 2:	Del nivel 1.00 – 2.40 m
Distribución acero vertical:	$1\phi \text{ } 1/2" @ 15 \text{ cm}$ doble malla

Tabla 71

Momento M_{11} tramo 1 y 3 del muro interior del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
938	938	Shell-Thin	843	E-Flexión	Combination	Max	932.48
938	938	Shell-Thin	844	E-Flexión	Combination	Max	1641.88
938	938	Shell-Thin	455	E-Flexión	Combination	Max	6494.59
938	938	Shell-Thin	454	E-Flexión	Combination	Max	4661.75

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

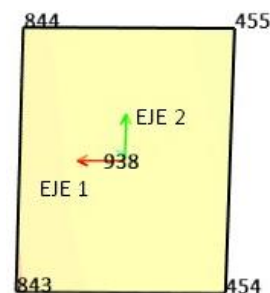
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M_{11} , promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Tramo 1 y 3, el Momento último:

$$Mu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{454} + M_{455}}{2} \right)$$

$$Mu/b_s = 5163.635 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 51.64 \text{ cm}$$

$$Mu = 288056.70 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 288056.70 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 13.95 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.0038$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 3.94 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 17.21 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo 1 y 3:	Del nivel 0.00-1.00 m y 2.40-3.30 m
Distribución acero vertical:	1Ø 1/2" @ 15 cm doble malla

III. Losa de fondo tanque de almacenamiento

i. Diseño de espesor por cortante

El espesor de la losa de fondo es diseñado por la fuerza cortante en ambas direcciones 1 y 2, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

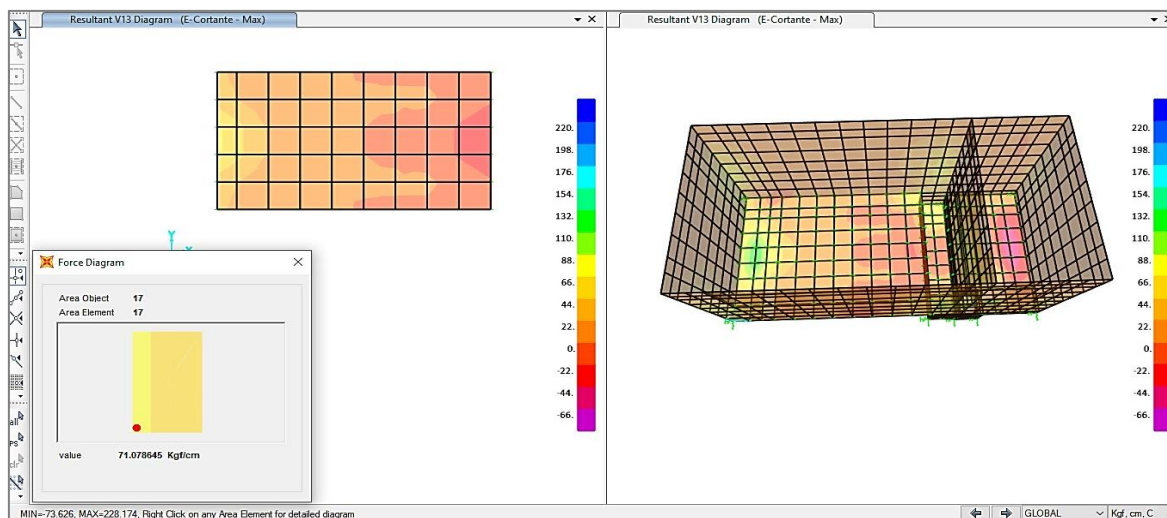


Figura 114: Cortante V13 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

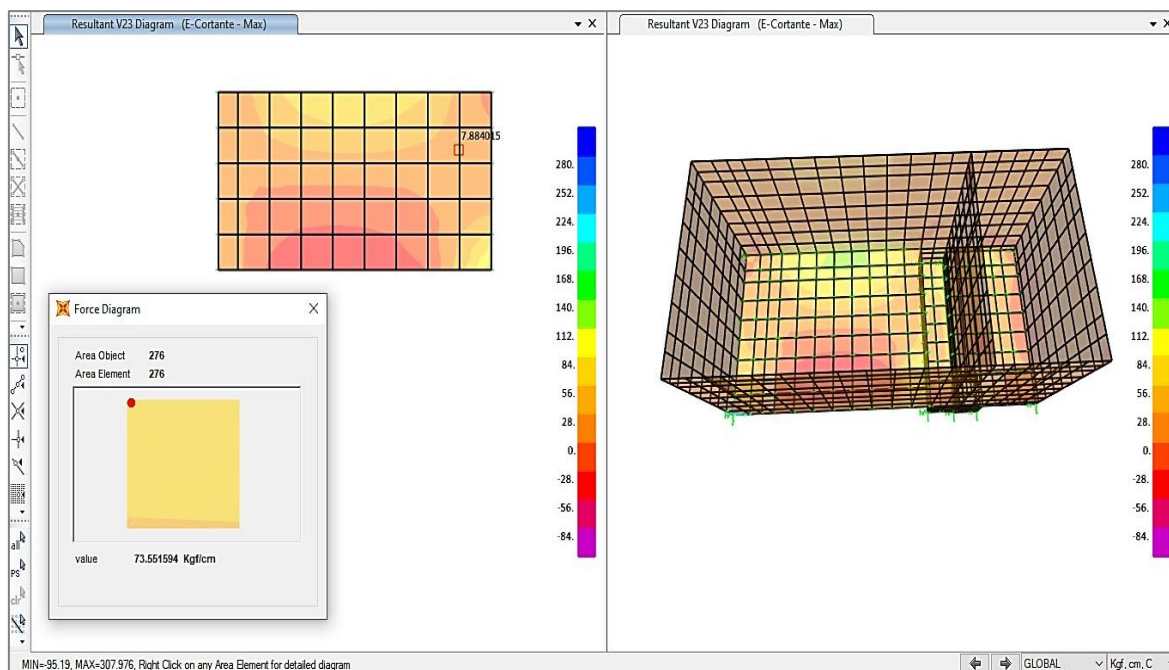


Figura 115: Cortante V23 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - d_c \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 25 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Se calcula la capacidad a cortante en ambas direcciones, la dirección X o eje local 1, dirección Y o eje local 2 del elemento.

Capacidad a cortante del concreto dirección 1:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 6135.78 \text{ kg} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

Capacidad a cortante del concreto dirección 2:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 6502.59 \text{ kg} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

Tabla 72

Cortante V13 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V13
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
17	17	Shell-Thin	252	E-Cortante	Combination	Max	70.64
17	17	Shell-Thin	253	E-Cortante	Combination	Max	70.6
17	17	Shell-Thin	924	E-Cortante	Combination	Max	70.6
17	17	Shell-Thin	923	E-Cortante	Combination	Max	70.64

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Tabla 73

Cortante V23 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
276	276	Shell-Thin	288	E-Cortante	Combination	Max	74.03
276	276	Shell-Thin	296	E-Cortante	Combination	Max	74.03
276	276	Shell-Thin	297	E-Cortante	Combination	Max	74.83
276	276	Shell-Thin	289	E-Cortante	Combination	Max	74.83

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza, en este caso de acuerdo a las direcciones 1 y 2 se analiza el espesor de losa con el valor máximo entre las cortantes V13 y V23 por ser una losa en ambas direcciones.

Cortante requerido dirección 1:

$$Vu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{252} + V_{253}}{2} \right)$$

$$Vu/b_s = 70.62 \text{ kg/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$Vu = 3248.52 \text{ kg}$$

Cortante requerido dirección 2:

$$Vu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{296} + V_{297}}{2} \right)$$

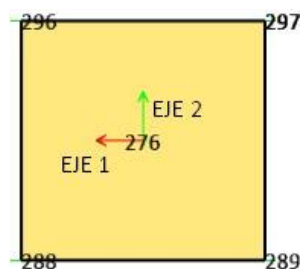
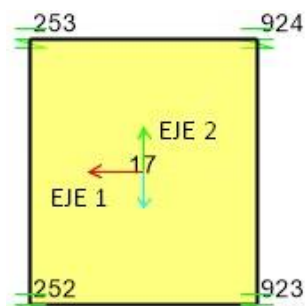
$$Vu/b_s = 74.43 \text{ kg/cm} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

$$Vu = 3628.46 \text{ kg}$$

Se verifica $\phi V_c > Vu$

$$6502.59 \text{ kg} > 3628.46 \text{ kg} \text{ valor máximo cortante}$$

Entonces espesor de losa de fondo $e = 25 \text{ cm}$ definitivo.



ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor de losa definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente de flexión (E-Flexión) por durabilidad.

a. Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 25 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

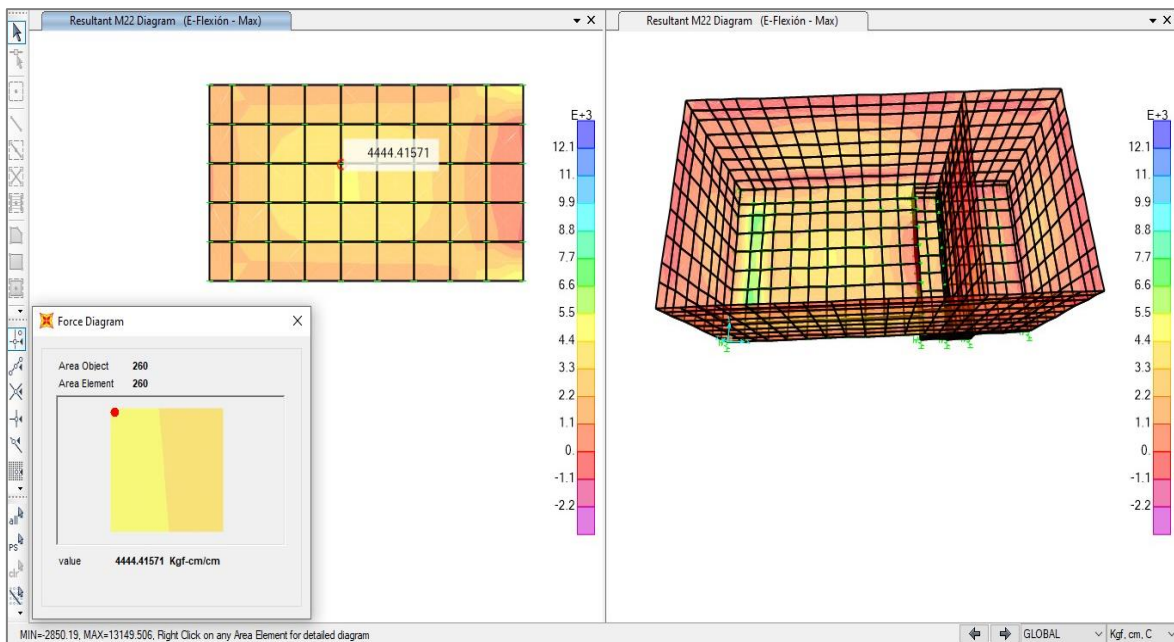


Figura 116: Momento M22 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 74

Momento M22 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
260	260	Shell-Thin	272	E-Flexión	Combination	Max	4455
260	260	Shell-Thin	280	E-Flexión	Combination	Max	4444.96
260	260	Shell-Thin	281	E-Flexión	Combination	Max	4335.76
260	260	Shell-Thin	273	E-Flexión	Combination	Max	4346.49

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

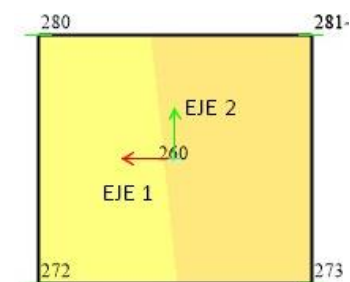
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{280} + M_{281}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 4390.36 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

$$M_u = 214030.05 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 214030.05 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 10.98 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 2.925 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 21.5 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero transversal:	1Ø 1/2" @ 20 cm cm doble malla

b. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con el momento M11, que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 25 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

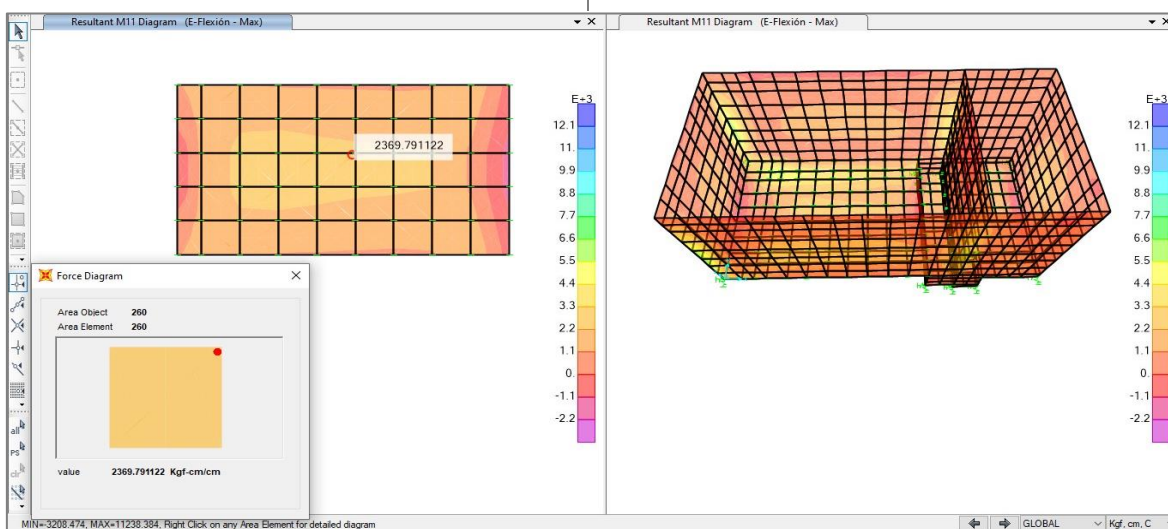


Figura 117: Momento M11 de la losa de fondo tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 75

Momento M11 de la losa de fondo del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
260	260	Shell-Thin	272	E-Flexión	Combination	Max	2469.91
260	260	Shell-Thin	280	E-Flexión	Combination	Max	2466.08
260	260	Shell-Thin	281	E-Flexión	Combination	Max	2355.49
260	260	Shell-Thin	273	E-Flexión	Combination	Max	2357.69

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

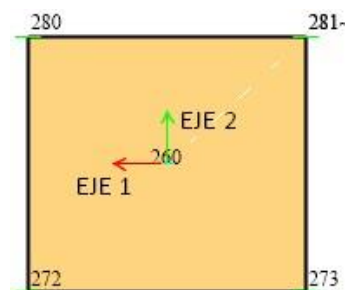
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

El Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{280} + M_{272}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 2467.995 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$M_u = 113527.77 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 113527.77 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 6.17 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 2.76 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 21.5 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero horizontal Y:	1Ø 1/2" @ 20 cm doble malla

IV. Cimiento tanque de almacenamiento

i. Diseño de espesor por cortante

El espesor del cimiento es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

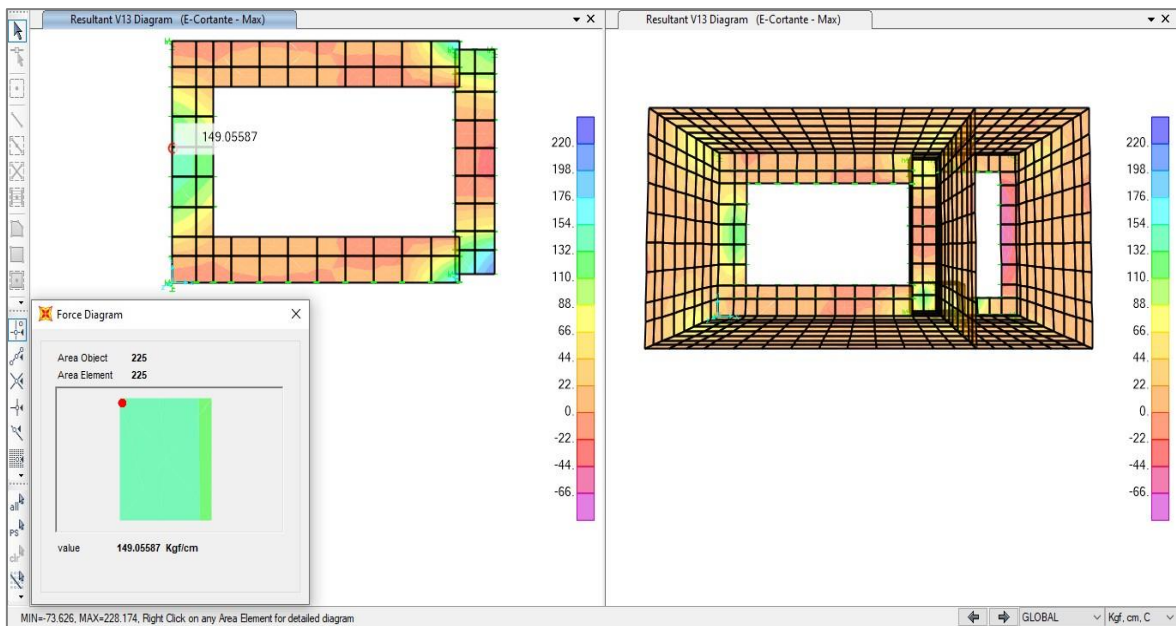


Figura 118: Cortante V13 del cemento del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

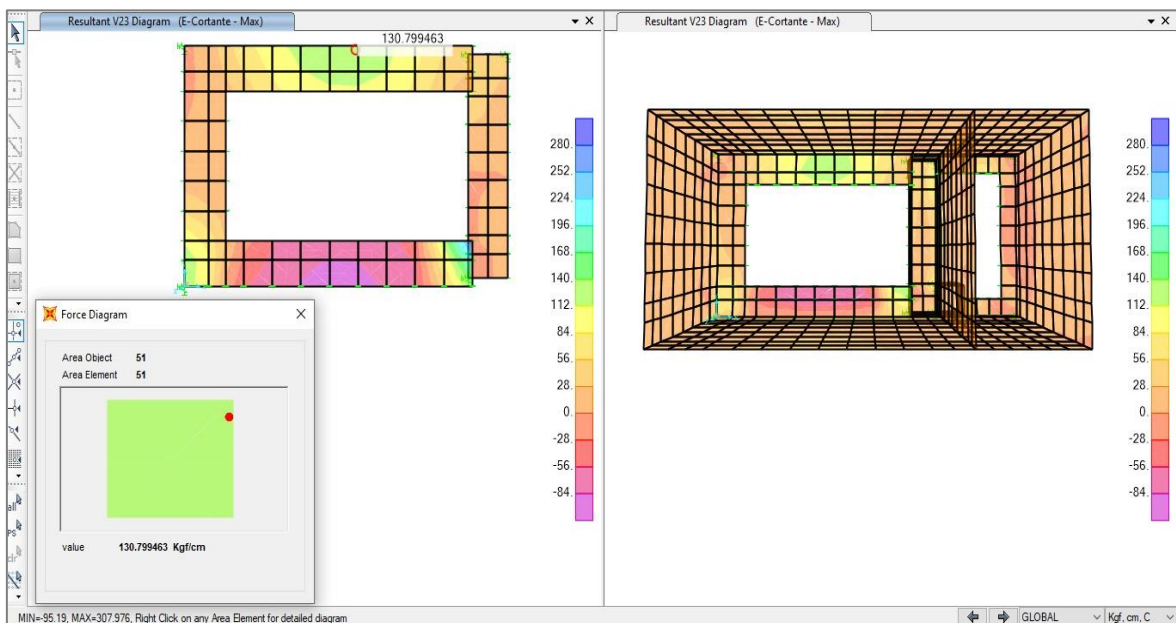


Figura 119: Cortante V23 del cemento del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - dc \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor cimientto:	$e = 50 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 45 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	b_s ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Se calcula la capacidad a cortante en ambas direcciones, la dirección X o eje local 1, dirección Y o eje local 2 del elemento.

Capacidad a cortante del concreto dirección 1:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'c} b_s d = 13805.508 \text{ kg} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

Capacidad a cortante del concreto dirección 2:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'c} b_s d = 14630.837 \text{ kg} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

Tabla 76

Cortante V13 cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V13
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
230	230	Shell-Thick	246	E-Cortante	Combination	Max	116.73
230	230	Shell-Thick	248	E-Cortante	Combination	Max	116.73
230	230	Shell-Thick	253	E-Cortante	Combination	Max	116.73
230	230	Shell-Thick	252	E-Cortante	Combination	Max	116.73

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Tabla 77

Cortante V23 cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
51	51	Shell-Thick	215	E-Cortante	Combination	Max	134.36
51	51	Shell-Thick	214	E-Cortante	Combination	Max	134.36
51	51	Shell-Thick	216	E-Cortante	Combination	Max	134.36
51	51	Shell-Thick	217	E-Cortante	Combination	Max	134.36

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

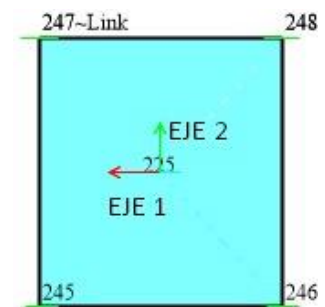
Se extrae las cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza, en este caso de acuerdo a las direcciones 1 y 2 se analiza el espesor del cimiento con el valor máximo entre las cortantes V_{13} y V_{23} por tener cimiento en ambos lados.

Cortante requerido dirección 1:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{246} + V_{248}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 154.48 \text{ kg/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$V_u = 7106.08 \text{ kg}$$

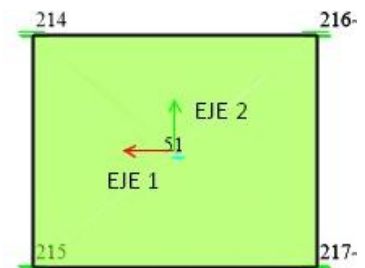


Cortante requerido dirección 2:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{214} + V_{216}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 134.36 \text{ kg/cm} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

$$V_u = 6550.05 \text{ kg}$$



Se verifica $\phi V_c > V_u$

$$13805.508 \text{ kg} > 7106.08 \text{ kg} \text{ valor máximo cortante}$$

Entonces espesor del cimiento $e = 50 \text{ cm}$ definitivo.

ii. Diseño de acero por flexión

Con el ancho de cimiento definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente de flexión (E-Flexión) por durabilidad.

a. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con el momento. Se dispone de cimientos en ambas direcciones; por el cual, se tomará en cuenta el lado que tenga mayores solicitaciones de momento de acuerdo a su dirección de eje local.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor cimientto:	$e = 50 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 45 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

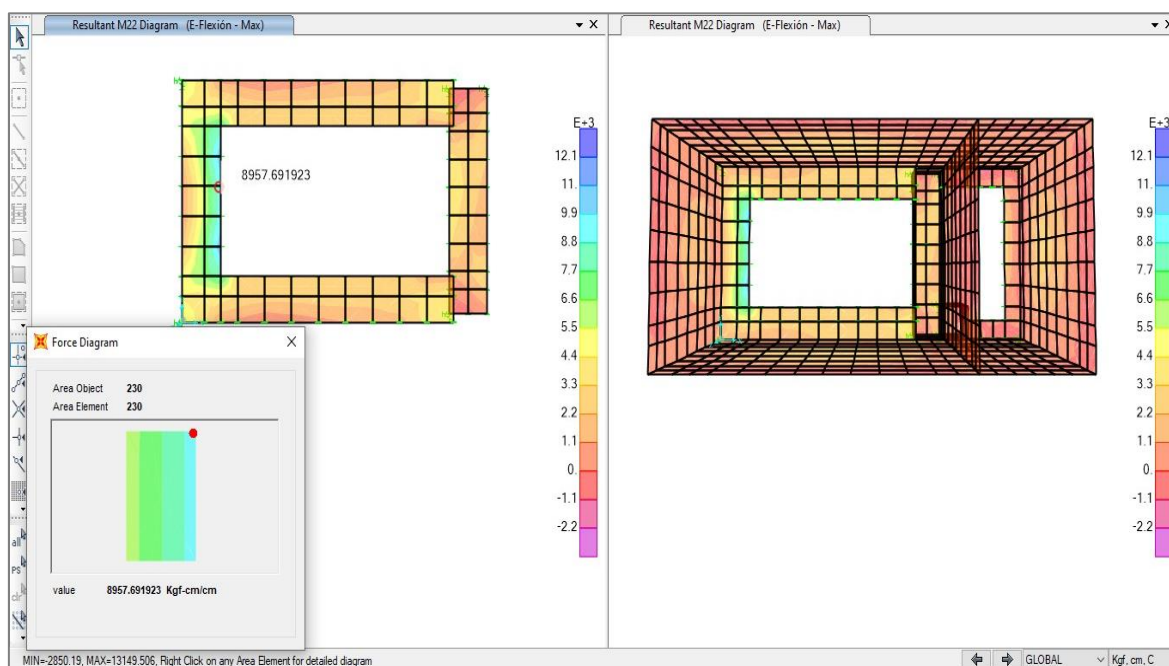


Figura 120: Momento M22 del cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 78

Momento M22 del cimientto del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
230	230	Shell-Thick	246	E-Flexión	Combination	Max	5196.12
230	230	Shell-Thick	248	E-Flexión	Combination	Max	5180.08
230	230	Shell-Thick	253	E-Flexión	Combination	Max	9561.53
230	230	Shell-Thick	252	E-Flexión	Combination	Max	9578.04

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

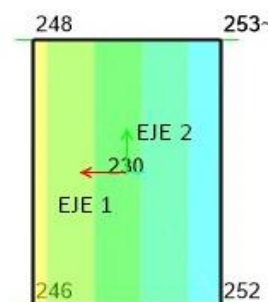
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M_{22} , promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{248} + M_{253}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 7370.81 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 30 \text{ cm}$$

$$M_u = 221124.15 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 221124.15 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 3.64 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 4.05 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 10 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero longitudinal:	1Ø 1/2" @ 10 cm cm doble malla
Sección:	70x50 cm

b. Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal será calculado con el momento M_{11} , que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor cimientto:	$e = 50 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 45 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

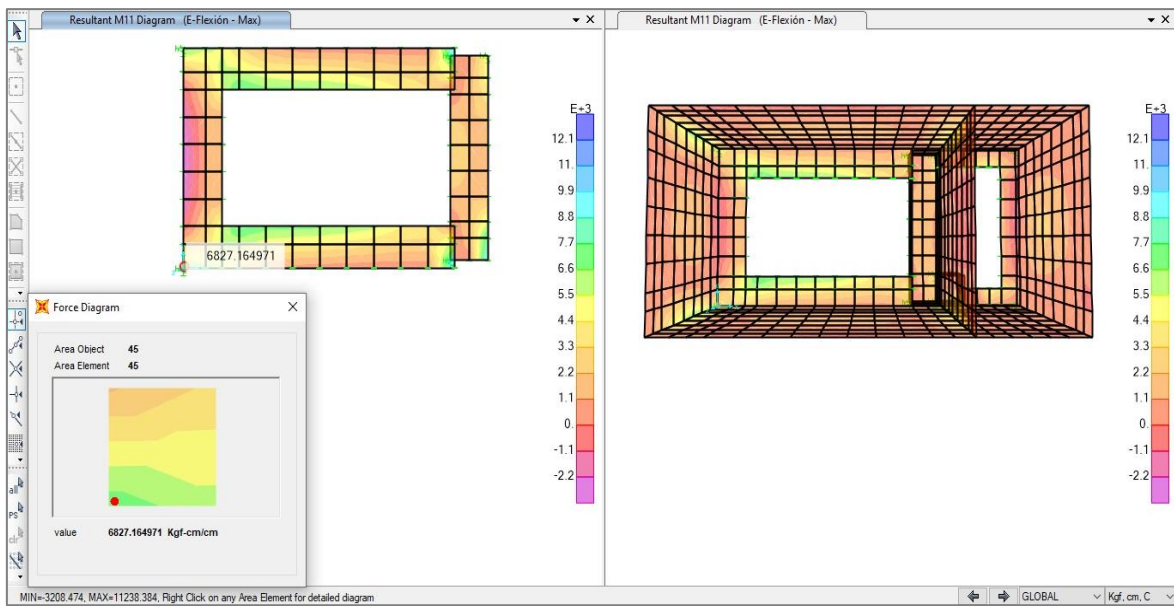


Figura 121: Momento M11 del cimiento del tanque de almacenamiento – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 79

Momento M11 del cimiento del tanque de almacenamiento – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
45	45	Shell-Thick	4	E-Flexión	Combination	Max	7230.36
45	45	Shell-Thick	63	E-Flexión	Combination	Max	2323.23
45	45	Shell-Thick	62	E-Flexión	Combination	Max	-1870.16
45	45	Shell-Thick	60	E-Flexión	Combination	Max	2586.66

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

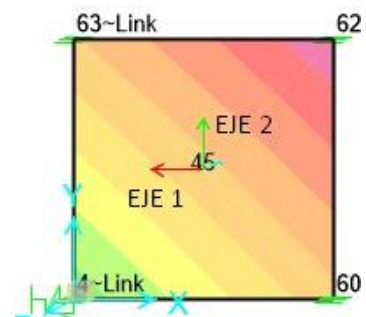
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

El Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_4 + M_{63}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 4776.795 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 40.00 \text{ cm}$$

$$M_u = 191071.80 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 191071.80 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 2.36 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 5.4 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 10 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero transversal:	1Ø 1/2" @ 10 cm doble malla
Sección:	70x50 cm

V. Muro exterior caseta de bombeo

i. Diseño de espesor por cortante

El espesor del muro exterior es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

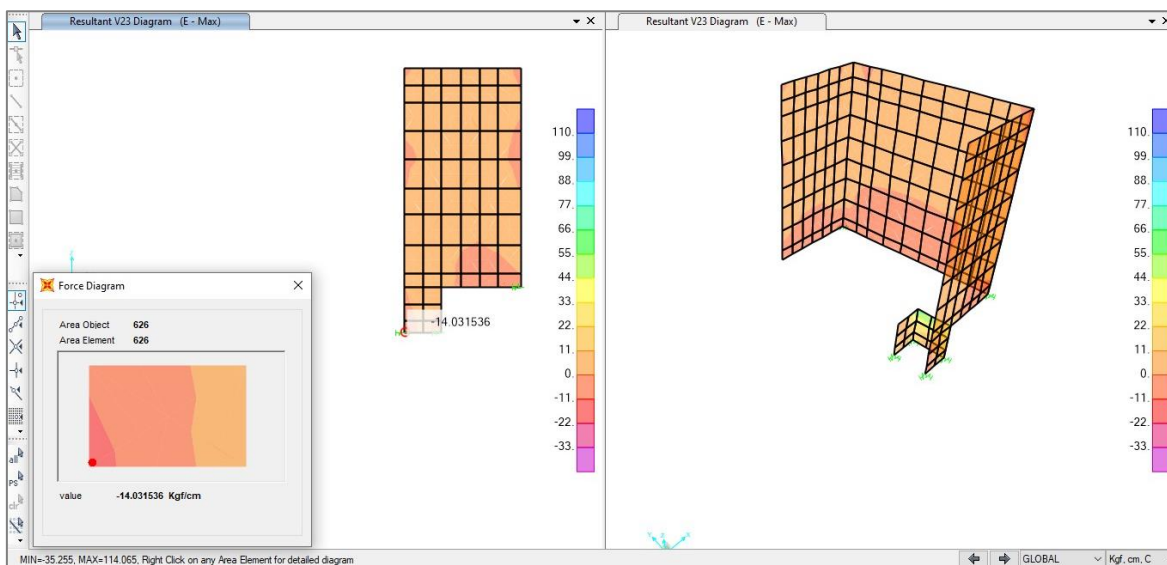


Figura 122: Cortante V23 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi \sqrt{f'c} b_s \cdot d$$

$$d = e - dc \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Capacidad a cortante del concreto:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'c} b_s \cdot d = 3126.25 \text{ kg} \quad b = 31.25 \text{ cm}$$

Tabla 80

Cortante V23 del muro exterior caseta de bombeo - cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
626	626	Shell-Thin	32	E	Combination	Min	-62.94
626	626	Shell-Thin	601	E	Combination	Min	-2.76
626	626	Shell-Thin	602	E	Combination	Min	-2.76
626	626	Shell-Thin	27	E	Combination	Min	-62.94

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el cortante V23, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

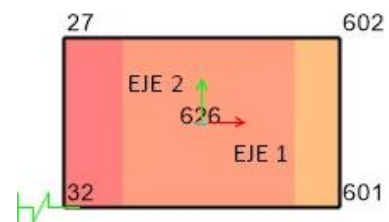
$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{32} + V_{601}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 32.85 \text{ kg/cm} \quad b_s = 31.25 \text{ cm}$$

$$V_u = 1026.56 \text{ kg}$$

Se verifica $\phi V_c > V_u$

Entonces espesor de muro exterior $e = 20 \text{ cm}$ definitivo.



ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente (E).

a. Acero de refuerzo vertical

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90 \text{ para flexión}$
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{min} = 0.003$
Momento último:	Mu en kg.cm del programa SAP2000

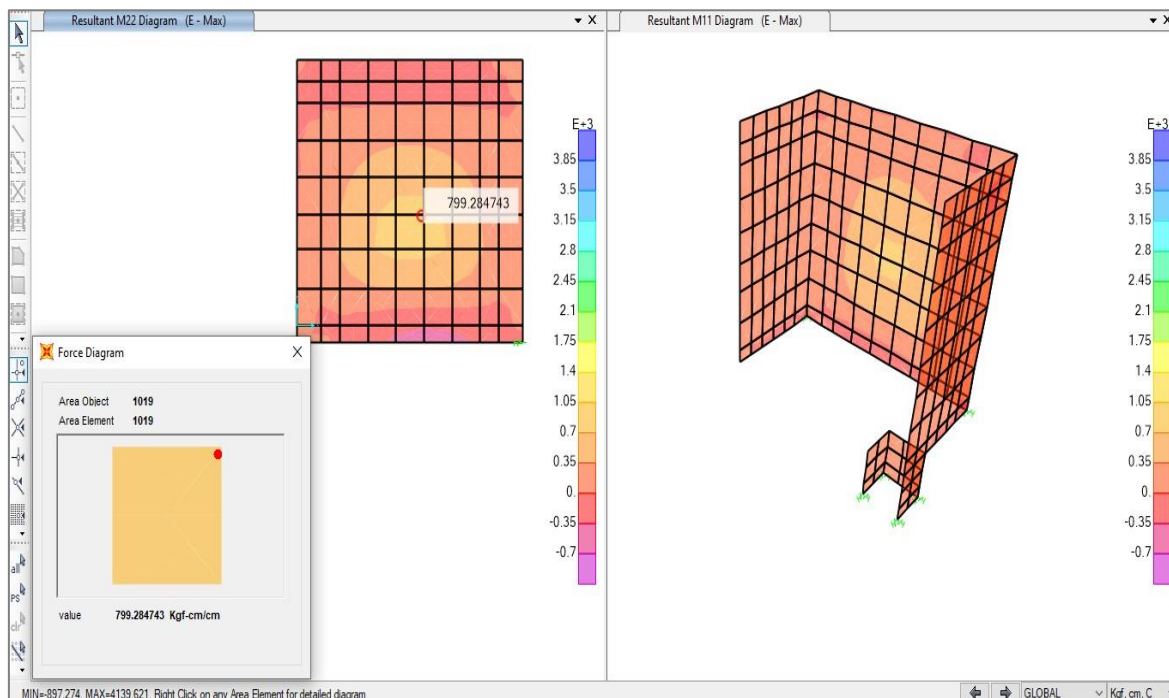


Figura 123: Momento M22 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 81

Momento M22 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
1019	1019	Shell-Thin	889	E	Combination	Max	807.99
1019	1019	Shell-Thin	894	E	Combination	Max	798.82
1019	1019	Shell-Thin	895	E	Combination	Max	798.92
1019	1019	Shell-Thin	890	E	Combination	Max	807.87

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

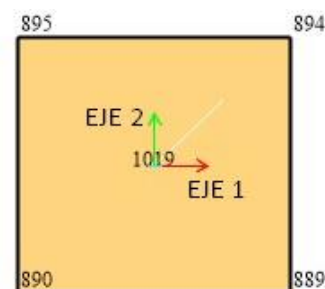
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{601} + M_{34}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 798.87 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 46 \text{ cm}$$

$$M_u = 36748.02 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 36748.02 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 3.55 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 2.07 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 28.67 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero vertical:	1Ø 1/2" @ 25 cm cm doble malla

b. Acero de refuerzo horizontal

El acero de refuerzo horizontal será calculado con el momento M11 que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

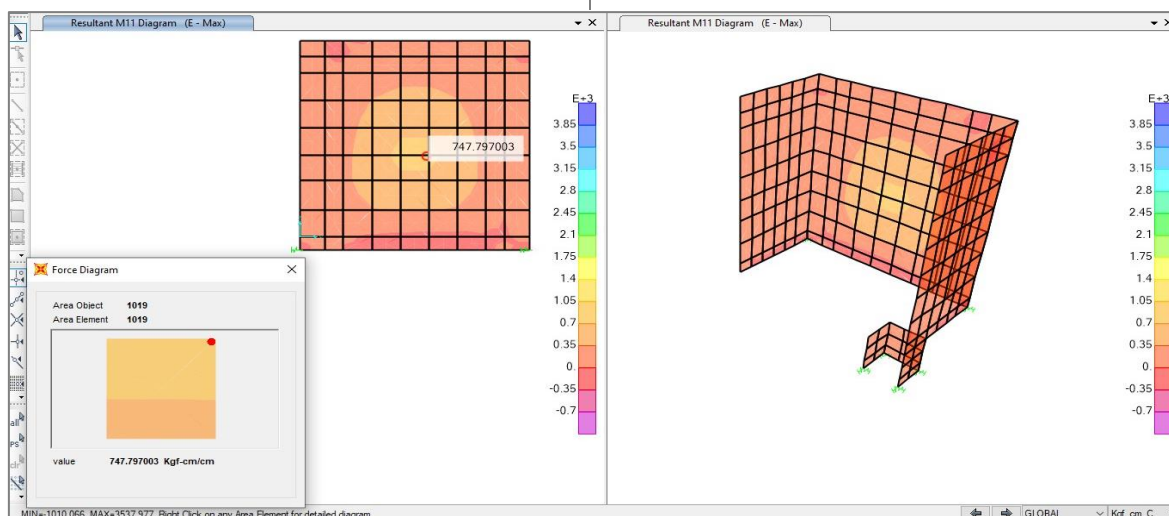


Figura 124: Momento M11 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 82

Momento M11 del muro exterior caseta de bombeo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
1019	1019	Shell-Thin	889	E	Combination	Max	667.62
1019	1019	Shell-Thin	894	E	Combination	Max	749.55
1019	1019	Shell-Thin	895	E	Combination	Max	748.84
1019	1019	Shell-Thin	890	E	Combination	Max	667.68

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

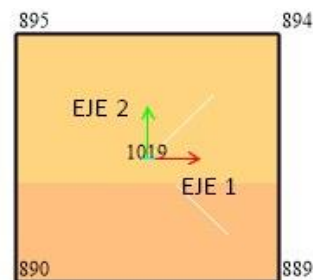
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

El Momento último:

$$Mu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{894} + M_{889}}{2} \right)$$

$$Mu/b_s = 708.585 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 45.53 \text{ cm}$$

$$Mu = 32261.88 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 32261.88 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 3.15 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b d = 2.05 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b \cdot A_b}{A_s} = 28.67 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo:	Del nivel 0.00 – 3.30 m
Distribución acero horizontal:	$1\emptyset 1/2" @ 25 \text{ cm}$ doble malla

VI. Losa de fondo de caseta de bombeo

i. Diseño de espesor por cortante

El espesor de la losa de fondo es diseñado por la fuerza cortante en ambas direcciones 1 y 2, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

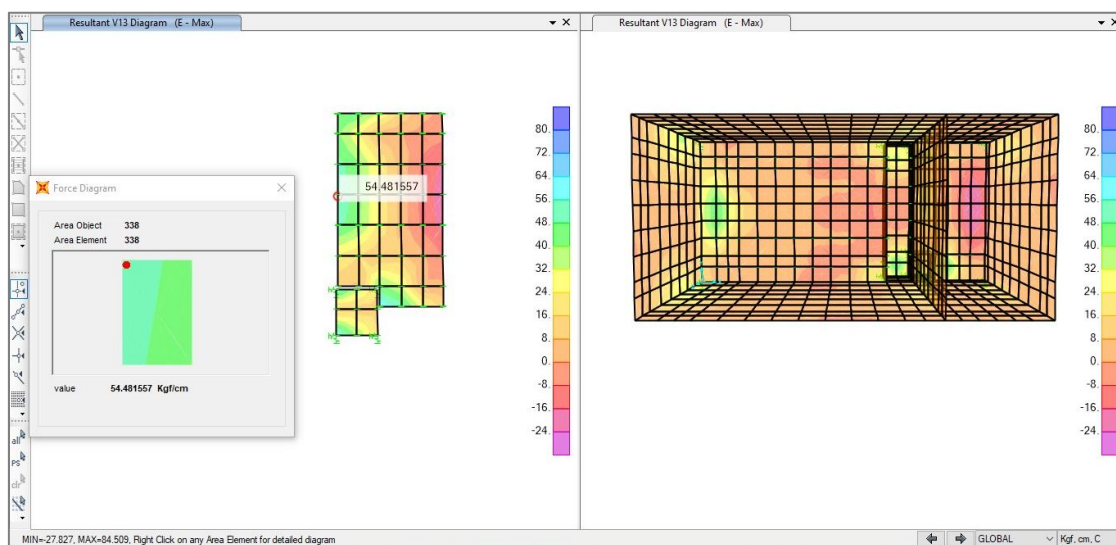


Figura 125: Cortante V13 de la losa de fondo la caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

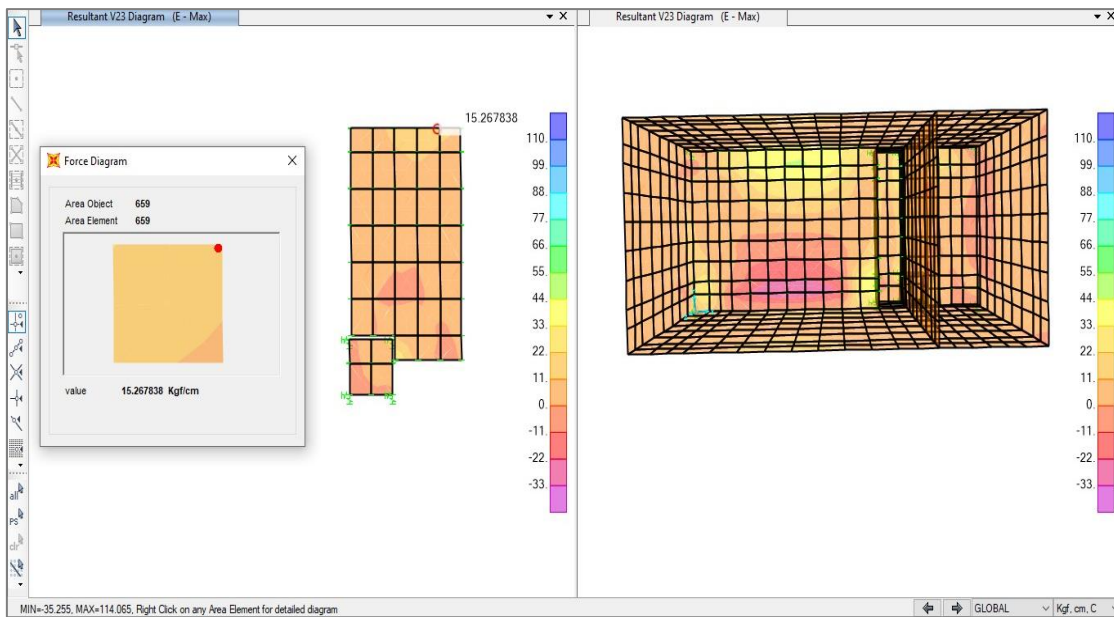


Figura 126: Cortante V23 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - d_c \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Se calcula la capacidad a cortante en ambas direcciones, la dirección X o eje local 1, dirección Y o eje local 2 del elemento.

Capacidad a cortante del concreto dirección 1:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 4601.84 \text{ kg} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

Capacidad a cortante del concreto dirección 2:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 3251.30 \text{ kg} \quad b_s = 32.50 \text{ cm}$$

Tabla 83

Cortante V13 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V13
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
338	338	Shell-Thin	333	E	Combination	Max	51.4
338	338	Shell-Thin	332	E	Combination	Max	55
338	338	Shell-Thin	340	E	Combination	Max	55
338	338	Shell-Thin	338	E	Combination	Max	51.4

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Tabla 84

Cortante V23 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
659	659	Shell-Thin	623	E	Combination	Max	23.87
659	659	Shell-Thin	239	E	Combination	Max	23.87
659	659	Shell-Thin	100	E	Combination	Max	15.86
659	659	Shell-Thin	152	E	Combination	Max	15.86

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

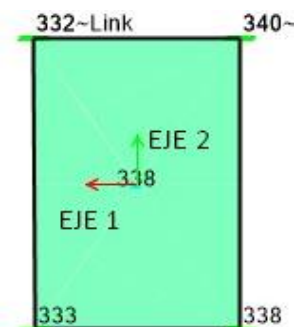
Se extrae las cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza, en este caso de acuerdo a las direcciones 1 y 2, se analiza el espesor de losa con el valor máximo entre las cortantes V13 y V23 por ser una losa en ambas direcciones.

Cortante requerido dirección 1:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{332} + V_{333}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 53.2 \text{ kg/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$V_u = 2447.2 \text{ kg}$$

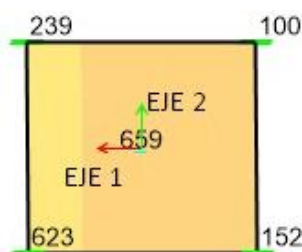


Cortante requerido dirección 2:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{239} + V_{100}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 19.865 \text{ kg/cm} \quad b_s = 32.50 \text{ cm}$$

$$V_u = 645.61 \text{ kg}$$



Se verifica $\phi V_c > V_u$

$$6135.78 \text{ kg} > 2447.2 \text{ kg} \text{ valor máximo cortante}$$

Entonces espesor de losa de fondo $e = 20 \text{ cm}$ definitivo.

ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor de losa definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente (E).

a. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con el momento M_{22} que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	Mu en kg.cm del programa SAP2000

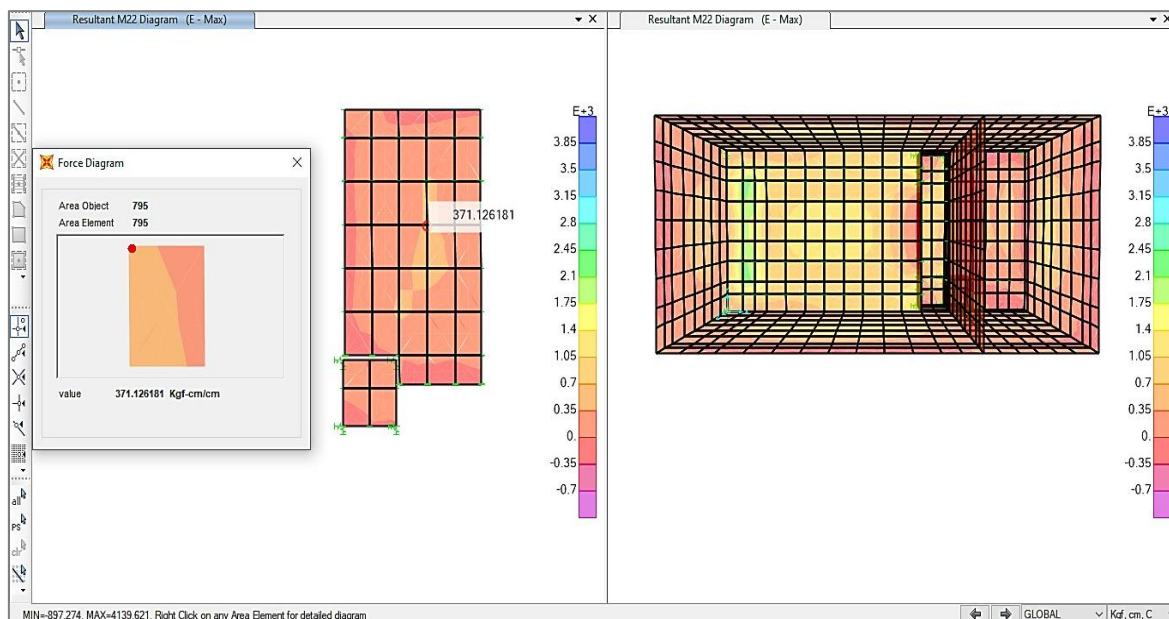


Figura 127: Momento M22 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 85

Momento M22 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
795	795	Shell-Thin	756	E	Combination	Max	422.96
795	795	Shell-Thin	758	E	Combination	Max	369.93
795	795	Shell-Thin	759	E	Combination	Max	316.67
795	795	Shell-Thin	757	E	Combination	Max	332.11

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

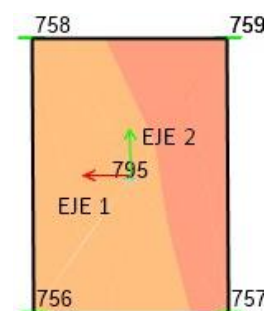
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{756} + M_{757}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 377.54 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 32.50 \text{ cm}$$

$$M_u = 12269.89 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 12269.89 \text{ kg}\cdot\text{cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 1.68 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 1.46 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 28.67 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero longitudinal:	1Ø 1/2" @ 25 cm cm doble malla

b. Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal será calculado con el momento M11, que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$
Espesor losa:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s =$ ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

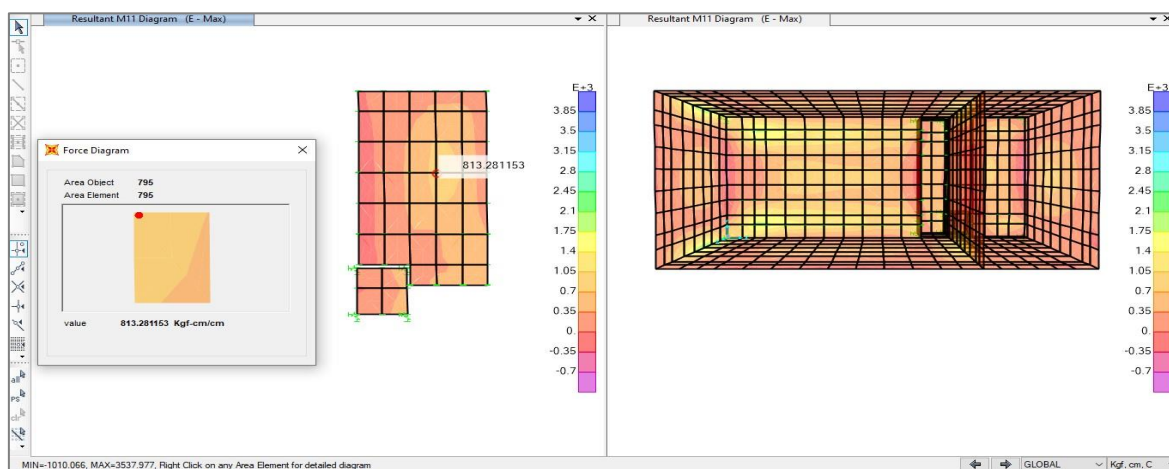


Figura 128: Momento M11 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 86

Momento M11 de la losa de fondo de la caseta de bombeo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
795	795	Shell-Thin	756	E	Combination	Max	724.6
795	795	Shell-Thin	758	E	Combination	Max	819.65
795	795	Shell-Thin	759	E	Combination	Max	698.06
795	795	Shell-Thin	757	E	Combination	Max	653.33

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

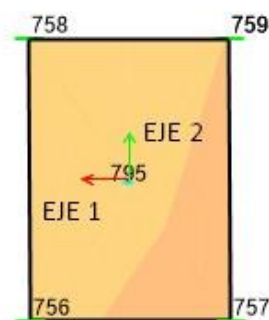
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

El Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{758} + M_{756}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 772.125 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$M_u = 35517.75 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 35517.75 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 3.432 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 2.07 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 28.67 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero transversal:	1Ø 1/2" @ 25 cm doble malla

VII. Cimiento caseta de bombeo

i. Diseño de espesor por cortante

El espesor del cimiento es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

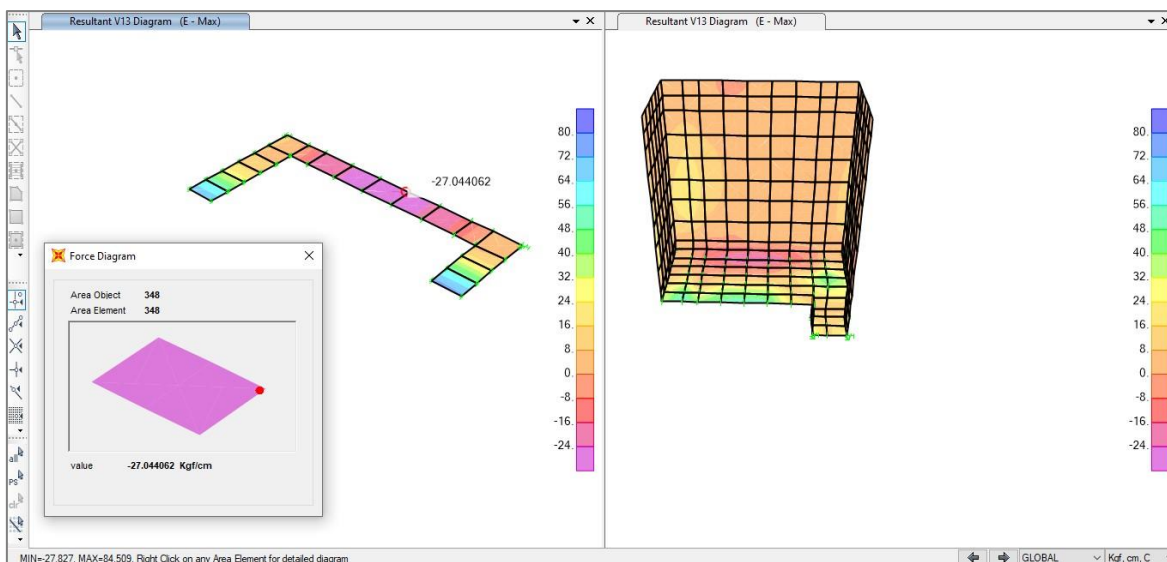


Figura 129: Cortante V13 del cemento de la caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

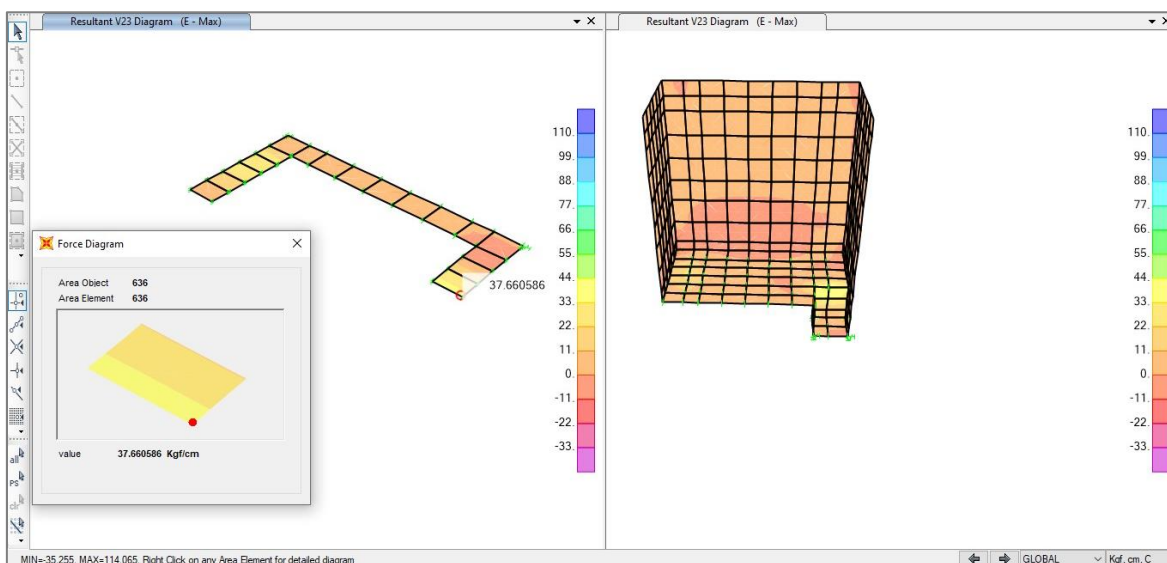


Figura 130: Cortante V23 del cemento de la caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - dc \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor cimientto:	$e = 40 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 35 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Se calcula la capacidad a cortante en ambas direcciones, la dirección X o eje local 1, dirección Y o eje local 2 del elemento. Se dispone de cimientos en ambas direcciones por el cual se tomará en cuenta el lado que tenga mayores solicitaciones de carga.

Capacidad a cortante del concreto dirección 1:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'c} b_s d = 10737.62 \text{ kg} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

Capacidad a cortante del concreto dirección 2:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'c} b_s d = 7586.36 \text{ kg} \quad b_s = 32.50 \text{ cm}$$

Tabla 87

Cortante V13 cimientto de la caseta de bombeo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V13
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
348	348	Shell-Thick	346	E	Combination	Min	-41.01
348	348	Shell-Thick	347	E	Combination	Min	-41.01
348	348	Shell-Thick	231	E	Combination	Min	-41.01
348	348	Shell-Thick	233	E	Combination	Min	-41.01

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Tabla 88

Cortante V23 cimientto de la caseta de bombeo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
636	636	Shell-Thick	33	E	Combination	Max	38.57
636	636	Shell-Thick	52	E	Combination	Max	38.57
636	636	Shell-Thick	606	E	Combination	Max	38.57
636	636	Shell-Thick	226	E	Combination	Max	38.57

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

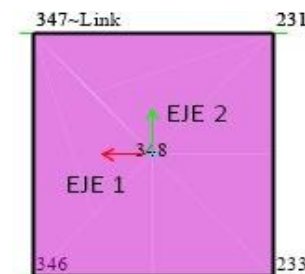
Se extrae las cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza, en este caso de acuerdo a las direcciones 1 y 2 se analiza el espesor del cimiento con el valor máximo entre las cortantes V_{13} y V_{23} por tener cimiento en ambos lados.

Cortante requerido dirección 1:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{346} + V_{347}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 41.01 \text{ kg/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$V_u = 1886.46 \text{ kg}$$

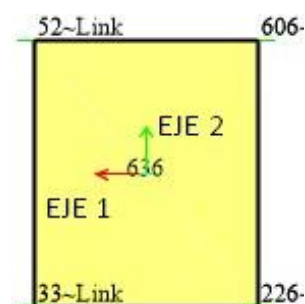


Cortante requerido dirección 2:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{52} + V_{606}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 38.57 \text{ kg/cm} \quad b_s = 32.50 \text{ cm}$$

$$V_u = 1253.53 \text{ kg}$$



Se verifica $\phi V_c > V_u$

$$10737.62 \text{ kg} > 1886.46 \text{ kg} \text{ valor máximo cortante}$$

Entonces espesor del cimiento $e = 40 \text{ cm}$ definitivo.

ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor de cimiento definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente (E).

a. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con el momento. Se dispone de cimientos en ambas direcciones; por el cual, se tomará en cuenta el lado que tenga mayores solicitaciones de momento de acuerdo a su dirección del eje local.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 40 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 35 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{\min} = 0.003$
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

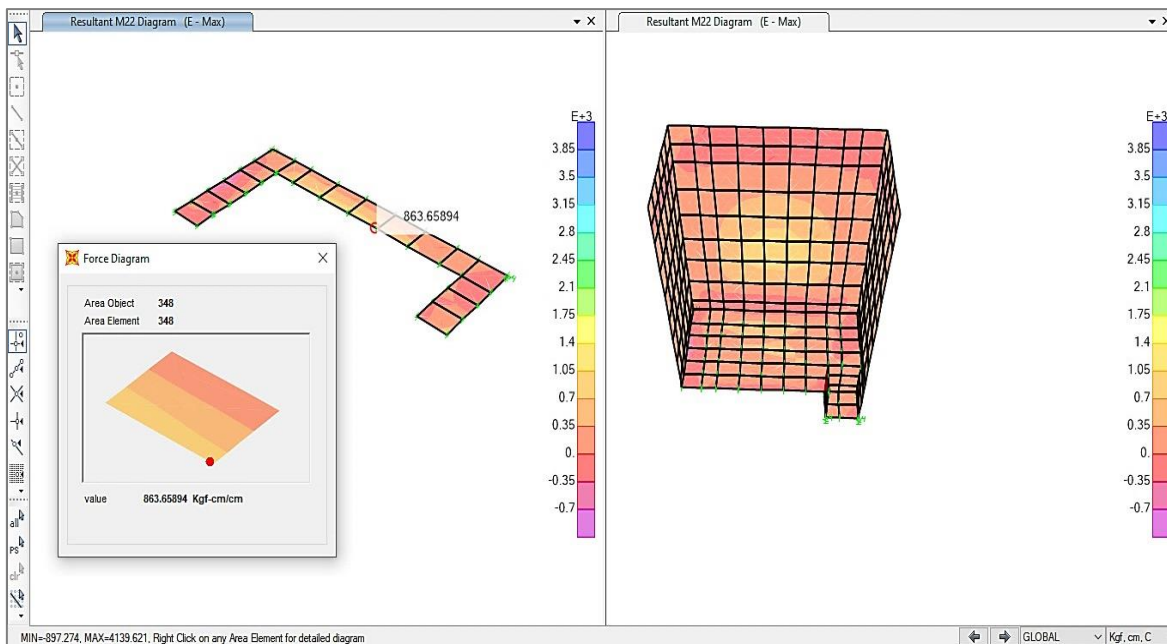


Figura 131: Momento M22 del cimiento de la caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 89

Momento M22 del cimiento de la caseta de bombeo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
348	348	Shell-Thick	346	E	Combination	Max	942.15
348	348	Shell-Thick	347	E	Combination	Max	1000.68
348	348	Shell-Thick	231	E	Combination	Max	-6.1
348	348	Shell-Thick	233	E	Combination	Max	-59.39

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

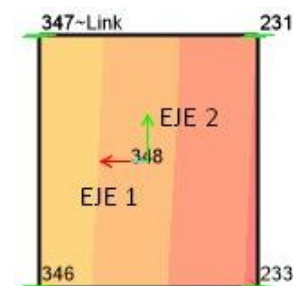
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{347} + M_{231}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 497.29 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 40 \text{ cm}$$

$$M_u = 19891.60 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 19891.60 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 0.406 \text{ kg/cm}^2$
Cuántía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuántía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 4.2 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 12.29 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero longitudinal:	1Ø 1/2" @ 10 cm cm doble malla
Sección:	40x40 cm

b. Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal será calculado con el momento M11, que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor cimiento:	$e = 40 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 35 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

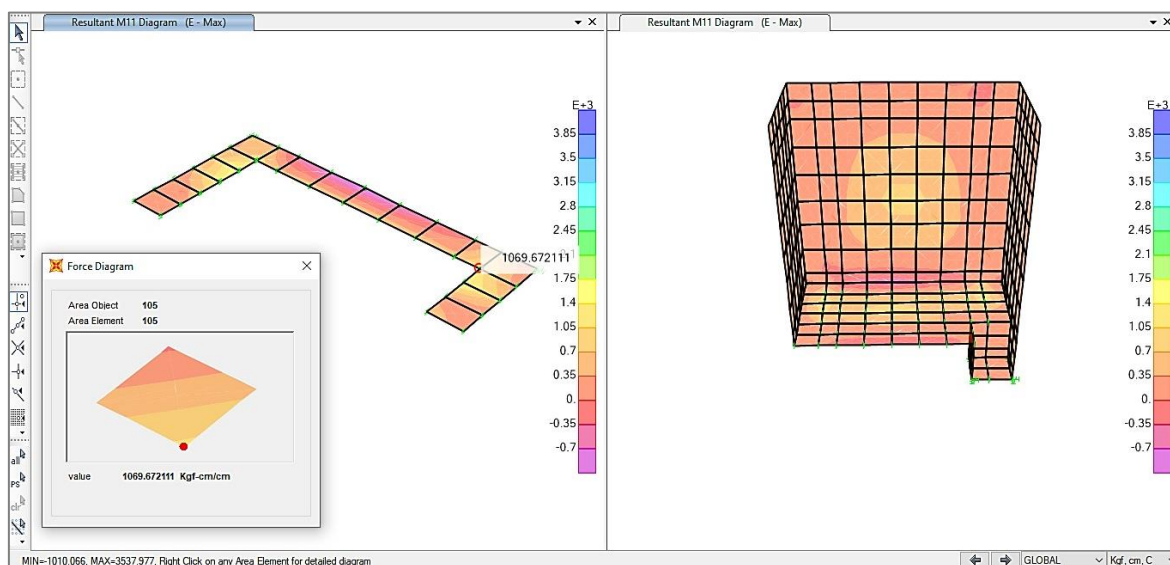


Figura 132: Momento M11 del cimiento de la caseta de bombeo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 90

Momento M11 del cimiento de la caseta de bombeo- cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
105	105	Shell-Thick	53	E	Combination	Min	-228.08
105	105	Shell-Thick	36	E	Combination	Min	-410.77
105	105	Shell-Thick	93	E	Combination	Min	-1062.78
105	105	Shell-Thick	55	E	Combination	Min	-833.45

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

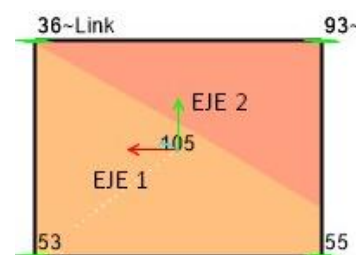
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

El Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{93} + M_{55}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 948.115 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 30.00 \text{ cm}$$

$$M_u = 28443.45 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 28443.45 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 0.77 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 3.15 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 12.29 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero horizontal X:	1Ø 1/2" @ 10 cm doble malla
Sección:	40x40 cm

VIII. Losa de techo de Cisterna**i. Diseño de espesor por cortante**

El espesor de la losa de techo es diseñado por la fuerza cortante en ambas direcciones 1 y 2, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

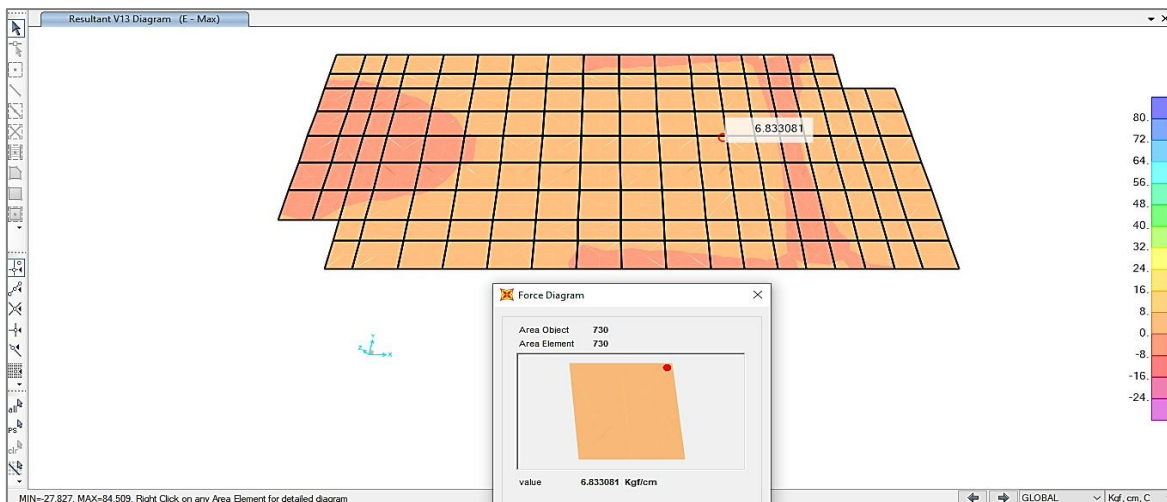


Figura 133: Cortante V13 de la losa de techo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

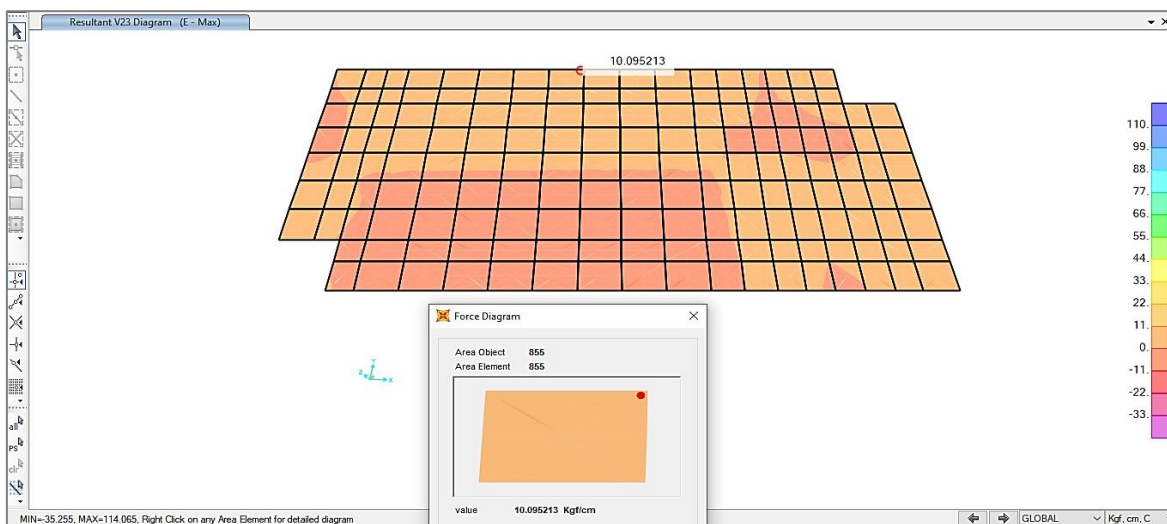


Figura 134: Cortante V23 de la losa de techo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'c} b_s \cdot d$$

$$d = e - d_c \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 15 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 10 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Se calcula la capacidad a cortante en ambas direcciones, en la dirección X o eje local 1 y en la dirección Y o eje local 2 del elemento.

Capacidad a cortante del concreto dirección 1:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 3067.89 \text{ kg} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

Capacidad a cortante del concreto dirección 2:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 3251.297 \text{ kg} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

Tabla 91

Cortante V13 de la losa de techo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V13
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
730	730	Shell-Thin	670	E	Combination	Max	5.8
730	730	Shell-Thin	678	E	Combination	Max	5.78
730	730	Shell-Thin	697	E	Combination	Max	5.78
730	730	Shell-Thin	696	E	Combination	Max	5.8

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Tabla 92

Cortante V23 de la losa de techo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
855	855	Shell-Thin	439	E	Combination	Max	10.36
855	855	Shell-Thin	801	E	Combination	Max	10.36
855	855	Shell-Thin	802	E	Combination	Max	10.08
855	855	Shell-Thin	440	E	Combination	Max	10.08

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

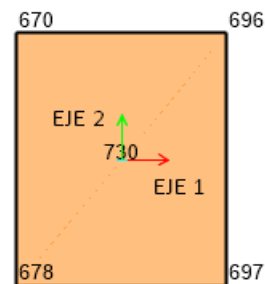
Se extrae las cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el cortante requerido V_u , promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza, en este caso de acuerdo a las direcciones 1 y 2 se analiza el espesor de losa con el valor máximo entre las cortantes V13 y V23 por ser una losa en ambas direcciones.

Cortante requerido dirección 1:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{696} + V_{697}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 5.79 \text{ kg/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$V_u = 266.34 \text{ kg}$$

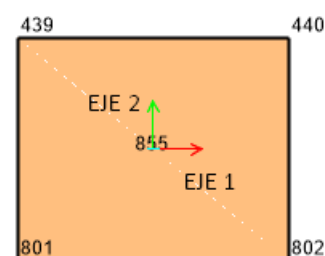


Cortante requerido dirección 2:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{439} + V_{440}}{2} \right)$$

$$V_u/b_s = 10.22 \text{ kg/cm} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

$$V_u = 498.225 \text{ kg}$$



Se verifica $\phi V_c > V_u$

$$3251.297 \text{ kg} > 498.225 \text{ kg} \text{ (valor máximo cortante)}$$

Entonces espesor de losa de fondo $e = 15 \text{ cm}$ definitivo.

ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor de losa definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente (E).

a. Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 15 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 10 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

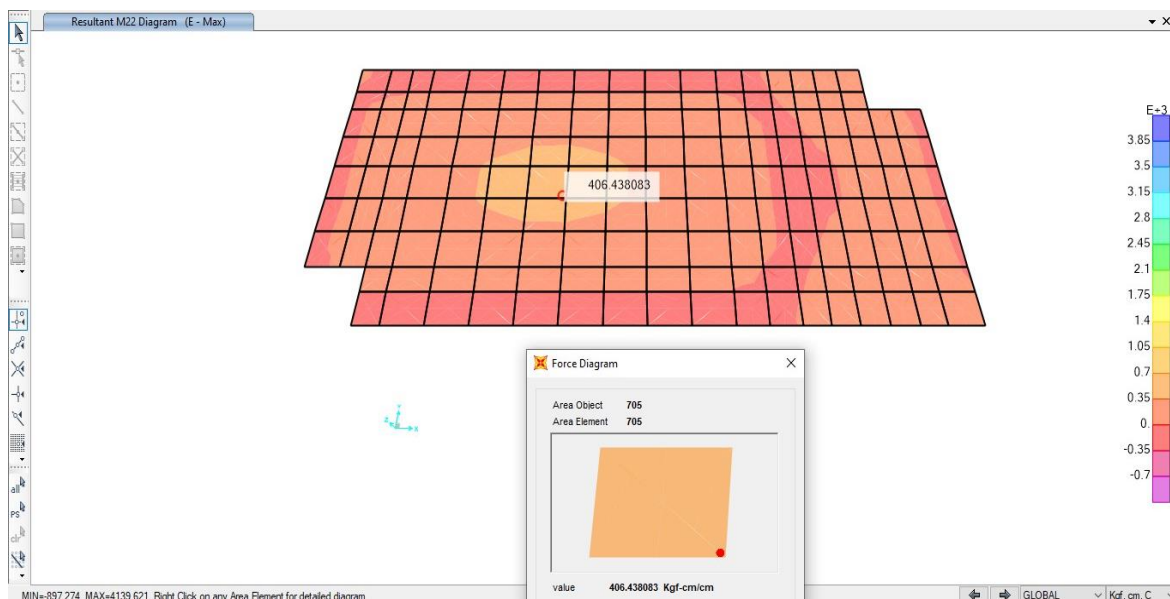


Figura 135: Momento M22 de la losa de techo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 93

Momento M22 de la losa de techo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
705	705	Shell-Thin	665	E	Combination	Max	402.56
705	705	Shell-Thin	673	E	Combination	Max	403.46
705	705	Shell-Thin	674	E	Combination	Max	406.71
705	705	Shell-Thin	666	E	Combination	Max	406.72

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

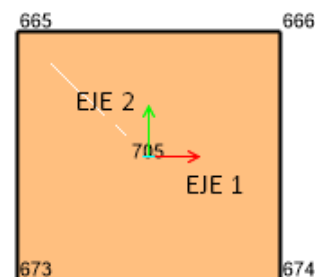
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{665} + M_{666}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 404.64 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$

$$M_u = 19726.20 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 19726.20 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 4.046 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 1.463 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 3/8", $A_b = 0.72 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 24 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero transversal:	$1 \emptyset 3/8" @ 25 \text{ cm cm}$ doble malla

b. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con el momento M11, que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 15 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 10 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s =$ ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

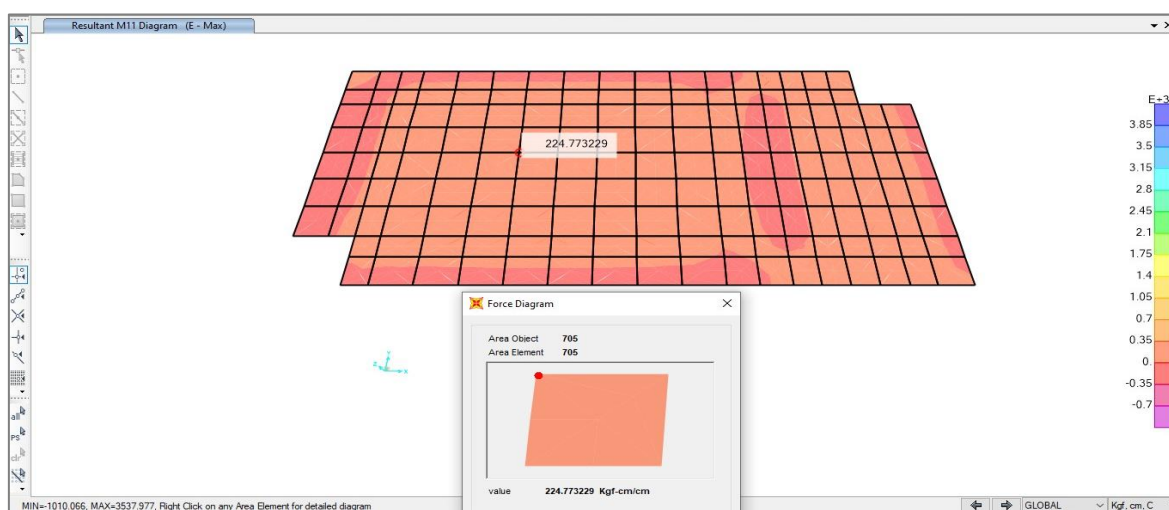


Figura 136: Momento M11 de la losa de techo – cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 94

Momento M11 de la losa de techo – cisterna.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
705	705	Shell-Thin	665	E	Combination	Max	224.82
705	705	Shell-Thin	673	E	Combination	Max	223.64
705	705	Shell-Thin	674	E	Combination	Max	224.52
705	705	Shell-Thin	666	E	Combination	Max	225.24

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

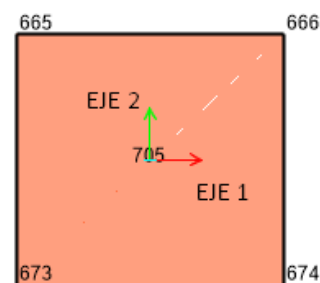
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

El Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{665} + M_{673}}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 224.23 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 46.00 \text{ cm}$$

$$M_u = 10314.58 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 10314.58 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 2.242 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 1.38 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 3/8", $A_b = 0.72 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 24 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero longitudinal:	1Ø 3/8" @ 25 cm doble malla

2.2.6.8.2 Diseño estructural de Tanque elevado

Los elementos serán diseñados con las combinaciones de carga afectados por el factor de durabilidad ya sea por cortante, tracción o flexión todos los elementos en contacto con el agua y por combinación normal los elementos que no están en contacto con el agua.

La estructura del Tanque elevado se diferencia en dos partes, el contenedor de almacenamiento y estructura de soporte, el primero expuesto al contacto con el agua a

diferencia del segundo, para el caso se toma el criterio de asumir que toda la estructura estará expuesta a solicitaciones máximas haciendo uso de la norma ACI350 (Cálculo y diseño para todo tipo de estructuras con líquidos) para obtener cuantías y diámetros de acero mayores, evitar posible fisuramiento considerando que se trata de una estructura importante y especial.

I. Pared Cilíndrica

i. Diseño de espesor por cortante

El espesor del muro es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

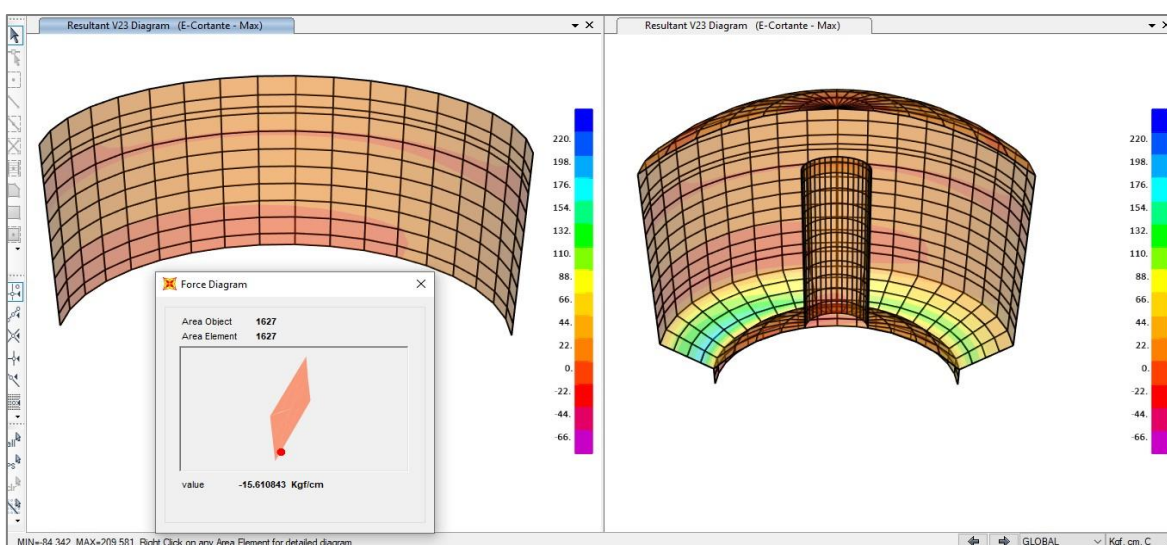


Figura 137: Cortante V23 de la pared cilíndrica - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - dc \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Capacidad a cortante del concreto:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 6691.12695 \text{ kg} \quad b_s = 66.88 \text{ cm}$$

Tabla 95

Cortante V23 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1627	1627	Shell-Thin	1704	E-Cortante	Combination	Min	-54.85
1627	1627	Shell-Thin	1705	E-Cortante	Combination	Min	-58.28
1627	1627	Shell-Thin	1819	E-Cortante	Combination	Min	-58.28
1627	1627	Shell-Thin	1818	E-Cortante	Combination	Min	-54.85

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

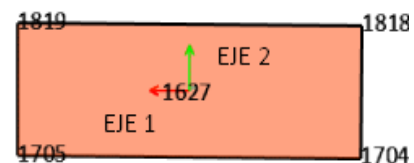
Se extrae los cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el cortante V23, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{1705} + V_{1704}}{2} \right)$$

$$V_u = 3783.33 \text{ kg} \quad b_s = 66.88 \text{ cm}$$

Se verifica $\phi V_c > V_u$

Entonces espesor de pared cilíndrica $e = 20 \text{ cm}$ definitivo.



ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento por flexión calculado por la combinación de carga de envolvente a tracción angular (E- Tracción angular) por durabilidad.

a. Acero de refuerzo vertical

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	Mu en kg.cm del programa SAP2000

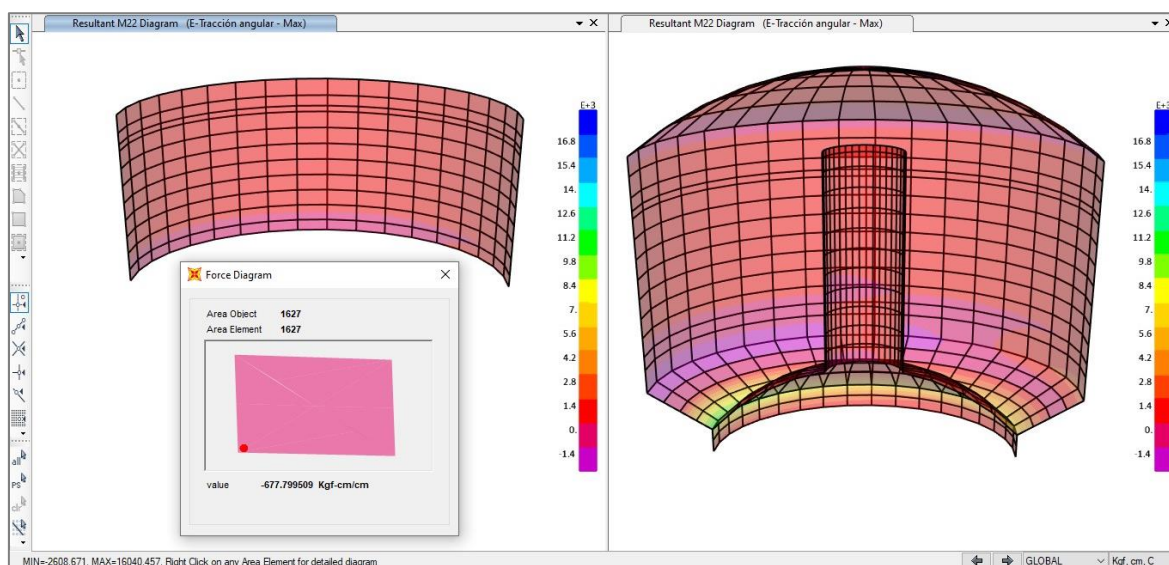


Figura 138: Momento M22 de la pared cilíndrica - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 96

Momento M22 de la pared cilíndrica – Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
1627	1627	Shell-Thin	1704	E-Tracción angular	Combination	Min	-3276.04
1627	1627	Shell-Thin	1705	E-Tracción angular	Combination	Min	-3351.38
1627	1627	Shell-Thin	1819	E-Tracción angular	Combination	Min	-1477.66
1627	1627	Shell-Thin	1818	E-Tracción angular	Combination	Min	-1512.74

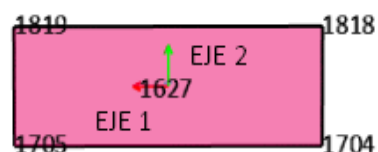
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último Mu, en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$Mu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{1705} + M_{1704}}{2} \right)$$

$$Mu = 221636.07 \text{ kg.cm} \quad b_s = 66.88 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$Mu = 221636.07 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 14.73 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.004$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 4.05 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 16.72 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero vertical:	1Ø 1/2" @ 15 cm cm doble malla

iii. Diseño de acero por tracción angular

a. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para tracción
Fuerza última:	Tu en kg.cm del programa SAP2000

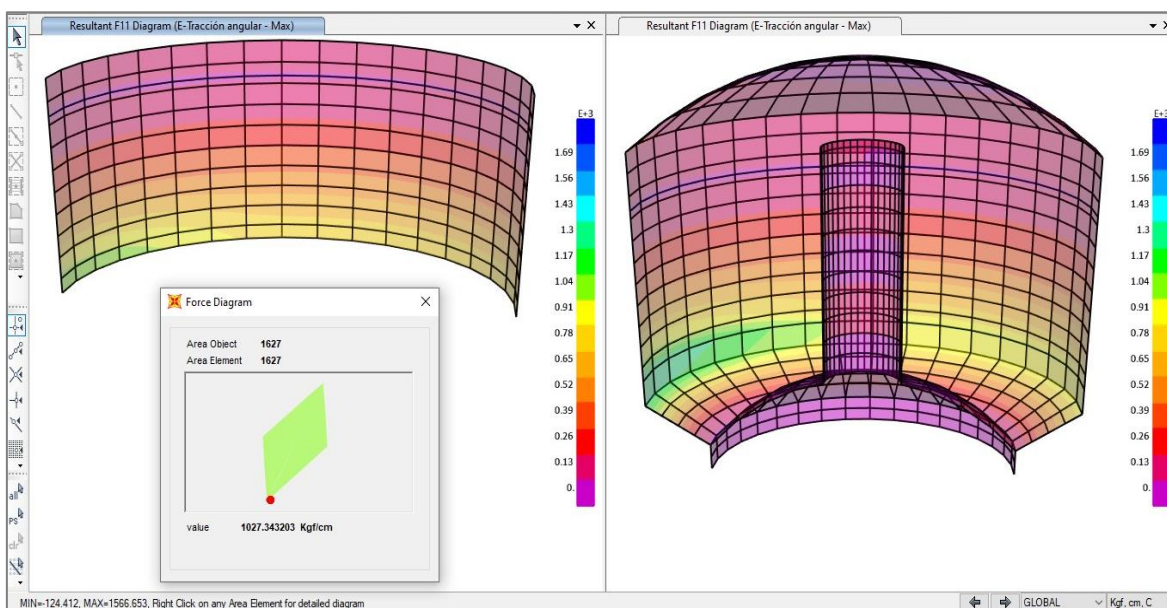


Figura 139: Fuerza F11 de la pared cilíndrica - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 97

Fuerza F11 tramo 1 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1627	1627	Shell-Thin	1704	E-Tracción angular	Combination	Max	1034.65
1627	1627	Shell-Thin	1705	E-Tracción angular	Combination	Max	1033.95
1627	1627	Shell-Thin	1819	E-Tracción angular	Combination	Max	952.24
1627	1627	Shell-Thin	1818	E-Tracción angular	Combination	Max	952.95

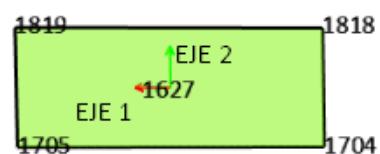
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula la fuerza última T_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 la fuerza F11, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Tramo 1, la fuerza última:

$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1704} + T_{1818}}{2} \right)$$

$$T_u = 22231.306 \text{ kg} \quad b = 22.37 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Fuerza última:	$T_u = 22231.306 \text{ kg}$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.0175$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 5.88 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 5/8", $A_b = 2.00 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 7.61 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo 1:	Del nivel 0.00 – 1.00 m
Distribución acero longitudinal:	1Ø 5/8" @ 7.5 cm doble malla

Tabla 98

Fuerza F11 tramo 2 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1771	1771	Shell-Thin	1923	E-Tracción angular	Combination	Max	384.85
1771	1771	Shell-Thin	1924	E-Tracción angular	Combination	Max	384.59
1771	1771	Shell-Thin	1959	E-Tracción angular	Combination	Max	250.05
1771	1771	Shell-Thin	1958	E-Tracción angular	Combination	Max	250.24

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula la fuerza última T_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 la fuerza F11, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Tramo 2, la fuerza última:

$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1923} + T_{1958}}{2} \right)$$

$$T_u = 10278.932 \text{ kg} \quad b_s = 32.37 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Fuerza última:	$T_u = 10278.932 \text{ kg}$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.0056$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 2.719 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 15.36 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo 2:	Del nivel 1.00 – 3.537 m
Distribución acero longitudinal:	$1\emptyset 1/2" @ 15 \text{ cm}$ doble malla

II. Fondo tronco cónico

i. Diseño de espesor por cortante

El espesor de la losa es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

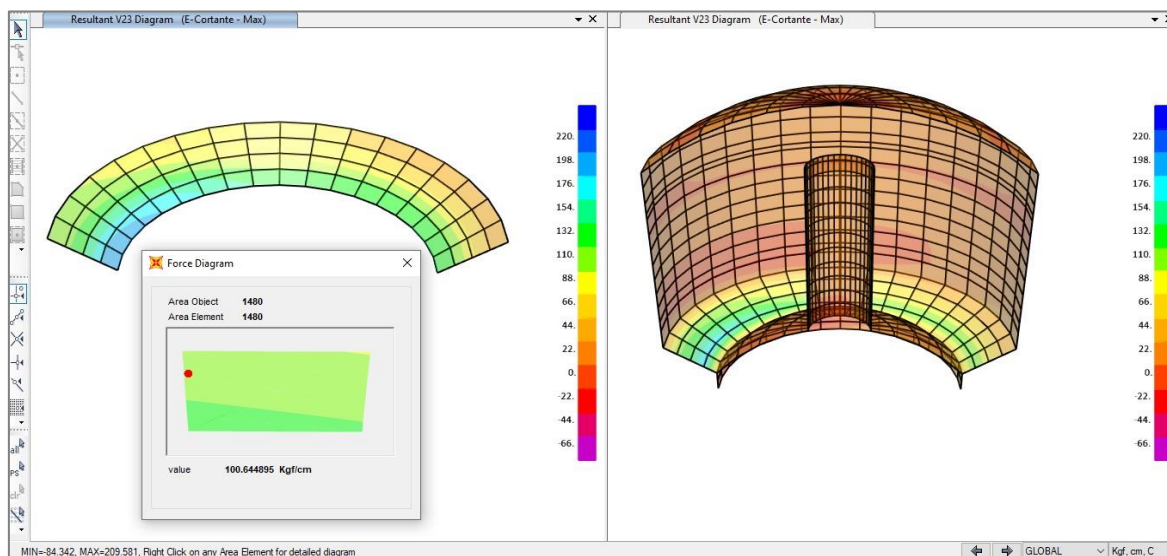


Figura 140: Cortante V23 del fondo tronco cónico - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'c} b_s \cdot d$$

$$d = e - dc \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75 \text{ para cortante}$
Capacidad a cortante del concreto:	$\phi V_c \text{ en kg}$
Cortante requerido:	$V_u \text{ en kg extraído del programa SAP2000.}$

Capacidad a cortante del concreto:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'c} b_s \cdot d = 5220.08 \text{ kg} \quad b_s = 52.18 \text{ cm}$$

Tabla 99

Cortante V23 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1480	1480	Shell-Thin	1596	E-Cortante	Combination	Max	99.17
1480	1480	Shell-Thin	1597	E-Cortante	Combination	Max	98.23
1480	1480	Shell-Thin	1632	E-Cortante	Combination	Max	100.88
1480	1480	Shell-Thin	1631	E-Cortante	Combination	Max	101.75

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

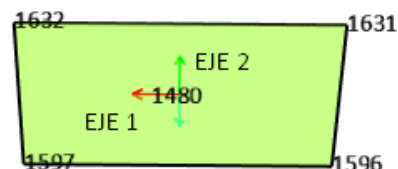
Se extrae los cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el cortante requerido V_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el cortante V23, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{1565} + V_{1564}}{2} \right)$$

$$V_u = 5150.16 \text{ kg} \quad b_s = 52.18 \text{ cm}$$

Se verifica $\phi V_c > V_u$

Entonces espesor del fondo tronco cónico $e = 20 \text{ cm}$ definitivo.



ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento por flexión calculado por la combinación de carga de envolvente a tracción angular (E- Tracción angular) por durabilidad.

a. Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90 \text{ para flexión}$
Momento último:	Mu en kg.cm del programa SAP2000

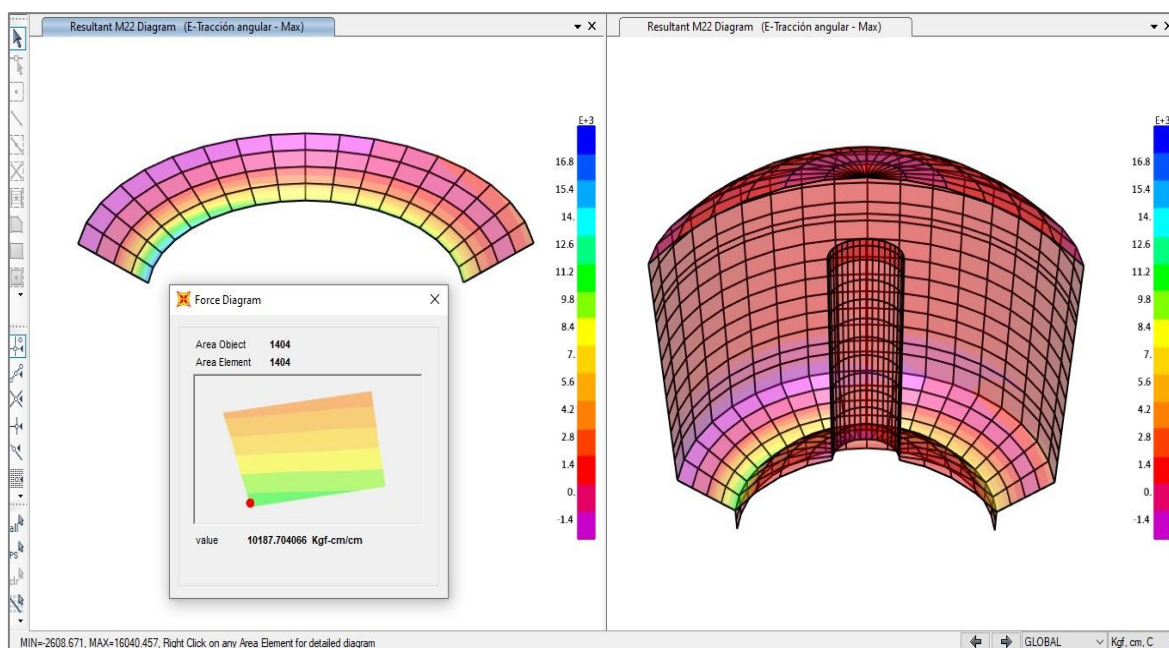


Figura 141: Momento M22 del fondo tronco cónico - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 100

Momento M22 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
1404	1404	Shell-Thin	985	E-Tracción angular	Combination	Max	9688.06
1404	1404	Shell-Thin	986	E-Tracción angular	Combination	Max	10626.6
1404	1404	Shell-Thin	1558	E-Tracción angular	Combination	Max	3918.41
1404	1404	Shell-Thin	1557	E-Tracción angular	Combination	Max	2955.73

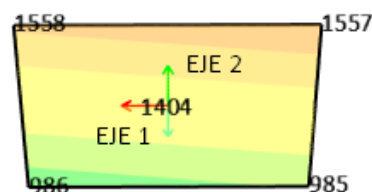
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{986+M985}{2} \right)$$

$$M_u = 480338.25 \text{ kg.cm} \quad b_s = 47.29 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 480338.25 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 45.14 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.0136$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 9.63 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 5/8", $A_b = 2.00 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 9.82 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero transversal:	1Ø 5/8" @ 10 cm cm doble malla

iii. Diseño por tracción angular

a. Acero de refuerzo radial

El acero de refuerzo radial será calculado con la fuerza de tracción angular F_{I1} que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 15 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para tracción
Fuerza última:	Tu en kg.cm del programa SAP2000

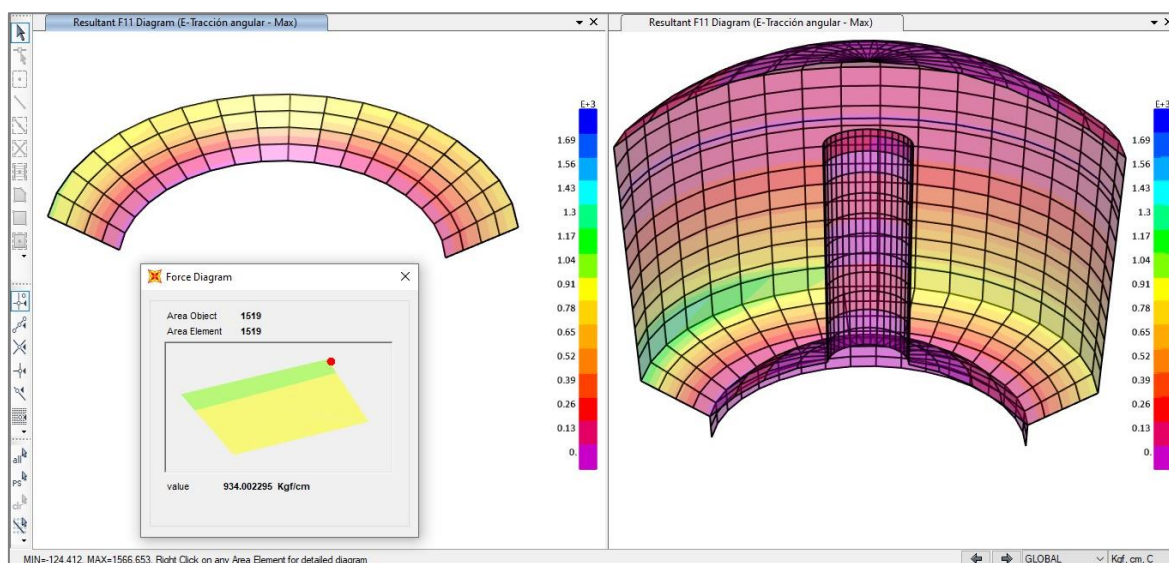


Figura 142: Fuerza F11 de la pared cilíndrica - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 101

Fuerza F11 de la pared cilíndrica - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1627	1627	Shell-Thin	1704	E-Tracción angular	Combination	Max	1034.65
1627	1627	Shell-Thin	1705	E-Tracción angular	Combination	Max	1033.95
1627	1627	Shell-Thin	1819	E-Tracción angular	Combination	Max	952.24
1627	1627	Shell-Thin	1818	E-Tracción angular	Combination	Max	952.95

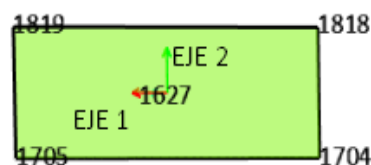
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula la fuerza última Tu, en este caso de acuerdo a la dirección 1 la fuerza F11, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Fuerza última:

$$Tu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1704} + T_{1818}}{2} \right)$$

$$Tu = 28637.42524 \text{ kg} \quad b_s = 32.204 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Fuerza última:	$Tu = 28637.42524 \text{ kg}$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.0157$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 7.58 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 3/4", $A_b = 2.84 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 12.07 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero radial:	1Ø 3/4" @ 12.50 cm doble malla

III. Chimenea

i. Diseño de espesor por cortante

El espesor del muro es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

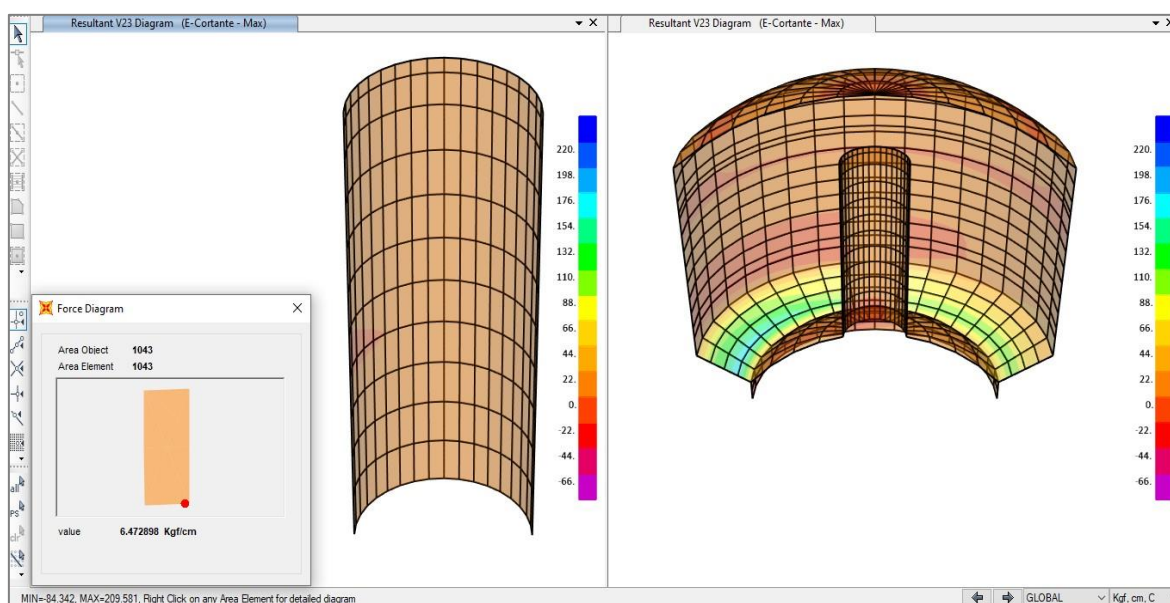


Figura 143: Cortante V23 del muro de la chimenea - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - d_c \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 15 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 10 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Capacidad a cortante del concreto:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 784.658 \text{ kg} \quad b_s = 11.765 \text{ cm}$$

Tabla 102

Cortante V23 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1043	1043	Shell-Thin	54	E-Cortante	Combination	Max	6.52
1043	1043	Shell-Thin	1163	E-Cortante	Combination	Max	6.52
1043	1043	Shell-Thin	1207	E-Cortante	Combination	Max	6.52
1043	1043	Shell-Thin	1172	E-Cortante	Combination	Max	6.52

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

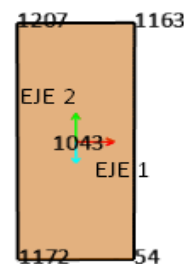
Se extrae los cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el cortante V23, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{54} + V_{1172}}{2} \right)$$

$$V_u = 76.70 \text{ kg} \quad b_s = 11.765 \text{ cm}$$

Se verifica $\phi V_c > V_u$

Entonces espesor del fondo tronco cónico $e = 15 \text{ cm}$ definitivo.



ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento por flexión calculado por la combinación de carga de envolvente a tracción angular (E- Tracción angular) por durabilidad.

a. Acero de refuerzo vertical

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 15 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 10 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	Mu en kg.cm del programa SAP2000

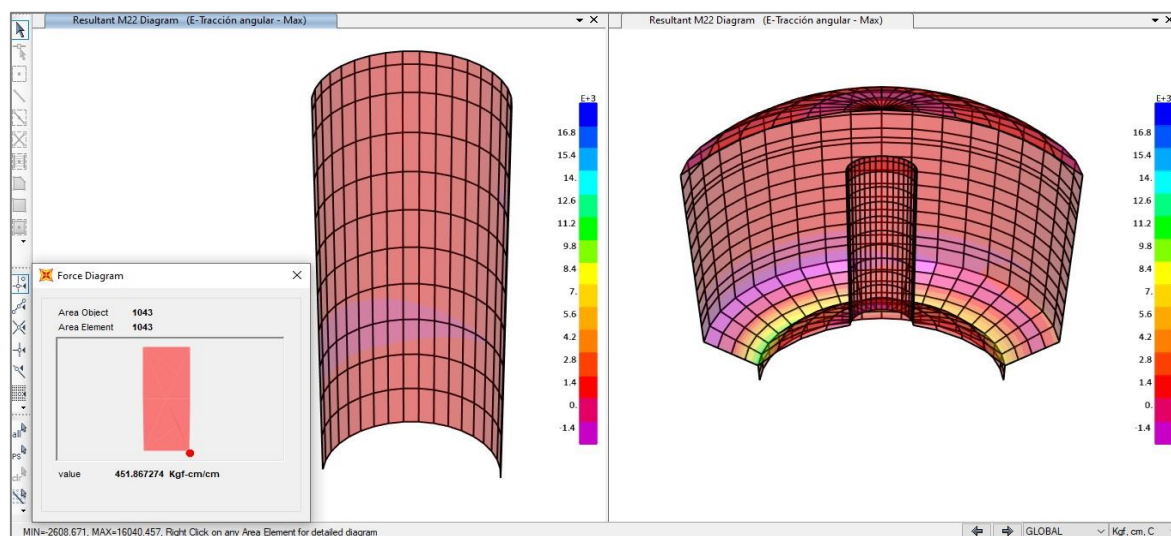


Figura 144: Momento M22 del muro de la chimenea - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 103

Momento M22 del fondo tronco cónico - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
1404	1404	Shell-Thin	985	E-Tracción angular	Combination	Max	9688.06
1404	1404	Shell-Thin	986	E-Tracción angular	Combination	Max	10626.6
1404	1404	Shell-Thin	1558	E-Tracción angular	Combination	Max	3918.41
1404	1404	Shell-Thin	1557	E-Tracción angular	Combination	Max	2955.73

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

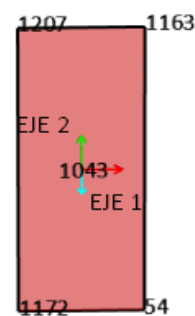
Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{986+M985}{2} \right)$$

$$M_u/b_s = 457.20 \text{ kg.cm/cm} \quad b_s = 11.765 \text{ cm}$$

$$M_u = 5379.04 \text{ kg.cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 5379.04 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 4.572 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 0.352 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 15 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero vertical:	1Ø 1/2" @ 15 cm cm doble malla

iii. Diseño por tracción angular

a. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 15 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 10 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s =$ ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para tracción
Fuerza última:	Tu en kg.cm del programa SAP2000

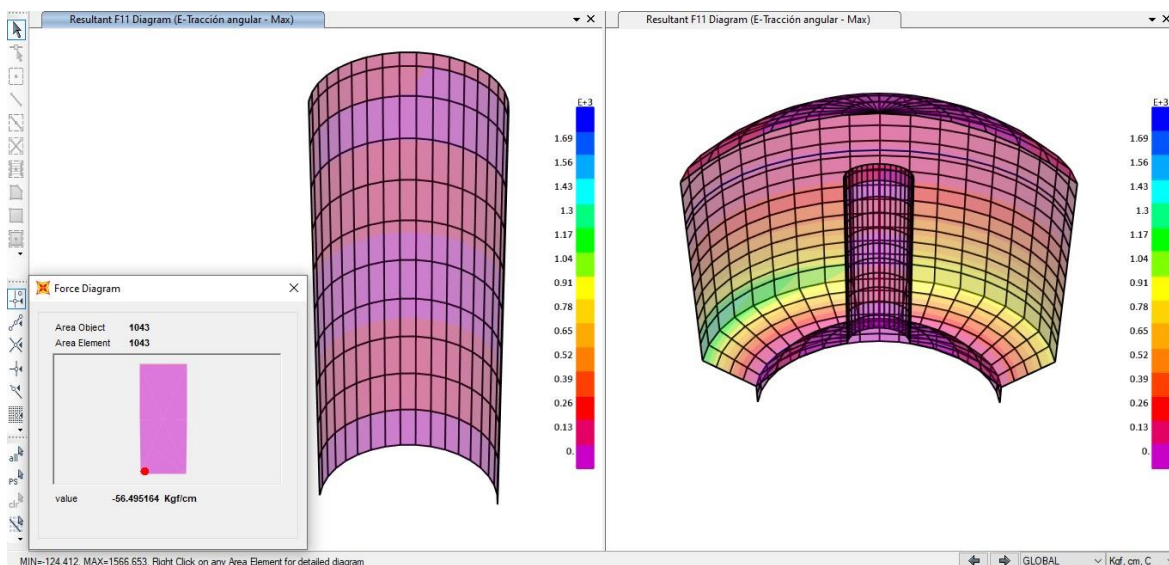


Figura 145: Fuerza F11 del muro de la chimenea-Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 104

Fuerza F11 del muro de la chimenea - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1043	1043	Shell-Thin	54	E-Tracción angular	Combination	Min	-170.83
1043	1043	Shell-Thin	1163	E-Tracción angular	Combination	Min	-38.86
1043	1043	Shell-Thin	1207	E-Tracción angular	Combination	Min	-38.86
1043	1043	Shell-Thin	1172	E-Tracción angular	Combination	Min	-170.83

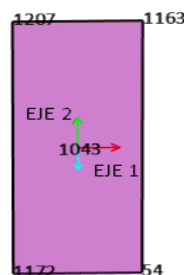
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula la fuerza última Tu, en este caso de acuerdo a la dirección 1 la fuerza F11, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Fuerza última:

$$Tu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1172} + T_{54}}{2} \right)$$

$$Tu = 5480.226 \text{ kg} \quad b = 32.08 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Fuerza última:	$Tu = 5480.226 \text{ kg}$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.0045$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 1.45 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 28.54 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero longitudinal:	1Ø 1/2" @ 25 cm doble malla

IV. Fondo cónico

i. Diseño de espesor por pandeo a tensión

El espesor de la losa es diseñado por los esfuerzos de tensión (tracción o compresión), que es el esfuerzo interno en el componente que debe ser resistido por el esfuerzo crítico del concreto; definido el espesor se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento.

a. Por compresión

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que el esfuerzo crítico a compresión del concreto sea mayor al esfuerzo requerido:

$$Q_{cr_{adm}} \geq Qu \quad Q_{cr} = \frac{E_c \cdot e}{R\sqrt{3(1 - \nu_c^2)}} \quad Q_{cr_{adm}} = \frac{Q_{cr}}{F.S}$$

Datos	Valor
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 252671.3280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 20 \text{ cm}$
Radio de fondo cónico:	$R = 383.7 \text{ cm}$
Módulo de poisson del concreto:	$\nu_c = 0.2$ para concreto
Esfuerzo crítico a compresión del concreto:	Q_{cr} en kg/cm^2
Esfuerzo admisible a compresión del concreto:	$Q_{cr_{adm}}$ en kg/cm^2
Factor de seguridad:	$F.S = 4$
Esfuerzo requerido:	Qu en kg/cm^2 extraído del programa

Esfuerzo crítico a compresión del concreto:

$$Q_{cr} = 4656.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{cr_{adm}} = 1164.10 \text{ kg/cm}^2$$

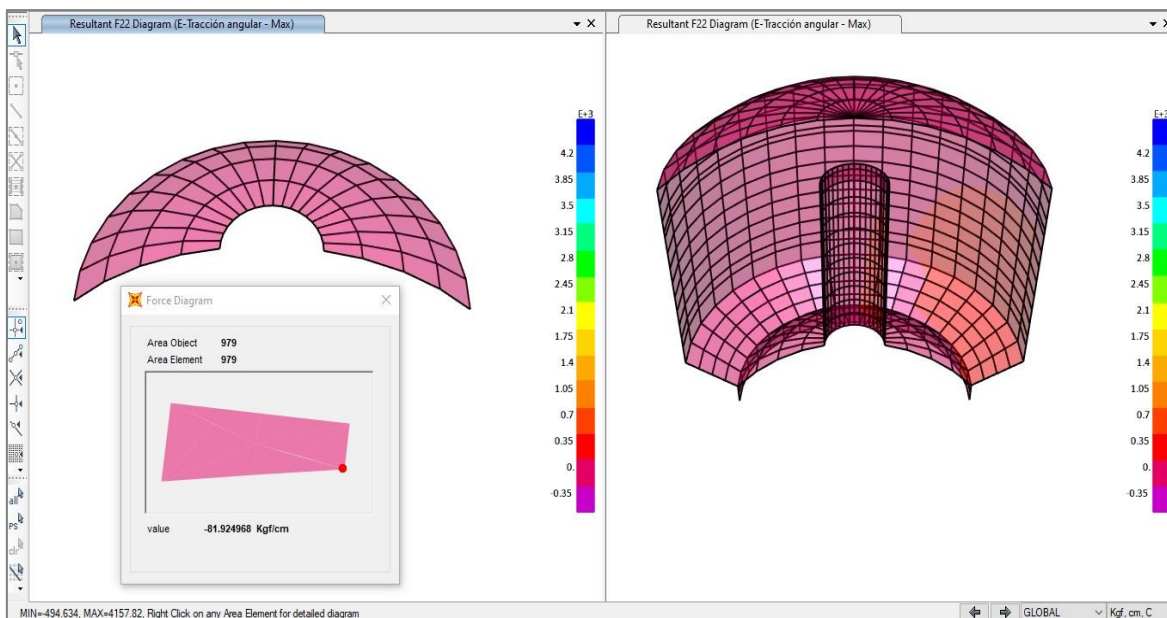


Figura 146: Fuerza F22 del fondo cónico - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

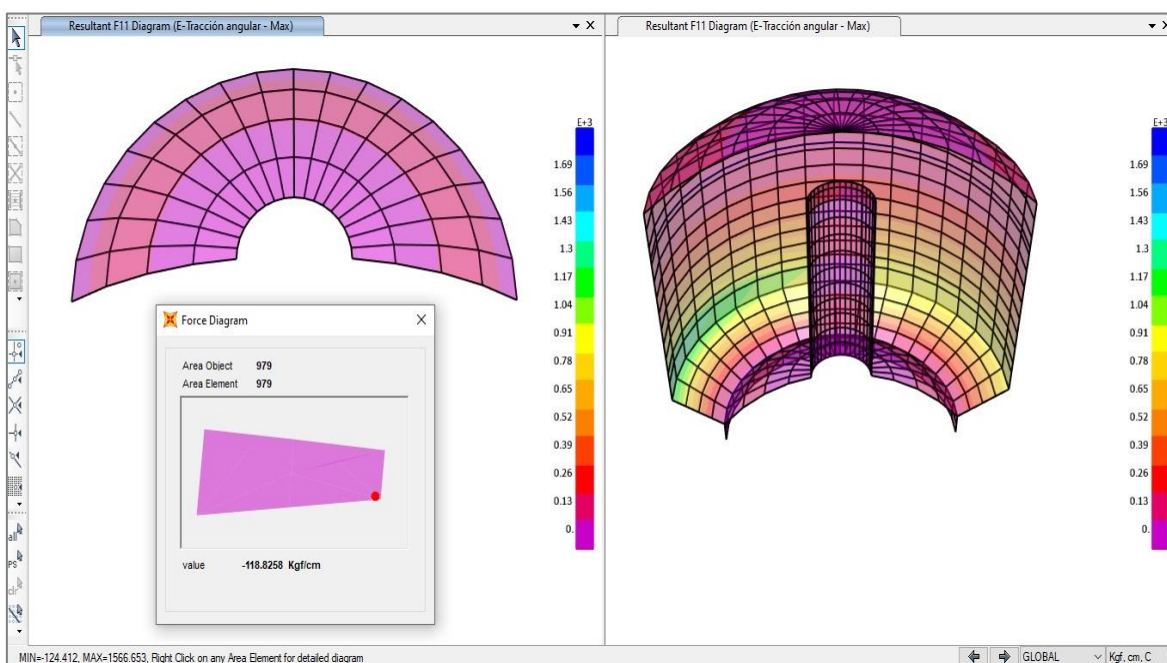


Figura 147: Fuerza F11 del fondo cónico - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 105*Fuerza F22 del fondo cónico - Tanque elevado.*

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
979	979	Shell-Thin	1100	E-Tracción angular	Combination	Min	-287.43
979	979	Shell-Thin	1135	E-Tracción angular	Combination	Min	-331.1
979	979	Shell-Thin	1136	E-Tracción angular	Combination	Min	-334.03
979	979	Shell-Thin	1101	E-Tracción angular	Combination	Min	-290.92

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Tabla 106*Fuerza F11 del fondo cónico - Tanque elevado.*

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
979	979	Shell-Thin	1100	E-Tracción angular	Combination	Min	-373.84
979	979	Shell-Thin	1135	E-Tracción angular	Combination	Min	-592.91
979	979	Shell-Thin	1136	E-Tracción angular	Combination	Min	-593.5
979	979	Shell-Thin	1101	E-Tracción angular	Combination	Min	-373.84

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

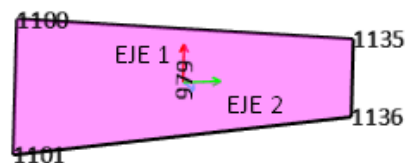
Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula el esfuerzo requerido Q_u , promediando los lados perpendiculares a la fuerza, en este caso de acuerdo a las direcciones 1 y 2, se analiza el espesor de losa con el valor máximo entre los esfuerzos en ambas direcciones.

Esfuerzo requerido en la dirección 2:

$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1135} + T_{1136}}{2} \right)$$

$$T_u/b_s = 332.565 \text{ kg/cm} \quad e = 20 \text{ cm}$$

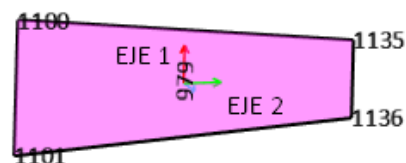
$$Q_u = 16.63 \text{ kg/cm}^2$$



Esfuerzo requerido en la dirección 1:

$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1101} + T_{1136}}{2} \right)$$

$$T_u/b_s = 483.67 \text{ kg/cm} \quad e = 20 \text{ cm}$$



$$Q_u = 24.18 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica $Q_{cr_adm} \geq Q_u$

$$1164.10 \text{ kg/cm}^2 \geq 24.18 \text{ kg/cm}^2 \text{ valor máximo de esfuerzo}$$

Entonces espesor del fondo cónico $e = 20 \text{ cm}$ definitivo.

ii. Diseño de acero por pandeo a tensión-compresión

a. Acero de refuerzo transversal

Definido el espesor del fondo cónico, el acero de refuerzo transversal será calculado con la fuerza de tensión F_{22} que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 10 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Esfuerzo admisible a compresión del concreto:	$Q_{cr_adm} = 1164.10 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo requerido:	$Q_u = 16.62 \text{ kg/cm}^2$

Del diseño del espesor en la dirección del eje local 2 se verifica:

$$Q_{cr_adm} \geq Q_u$$

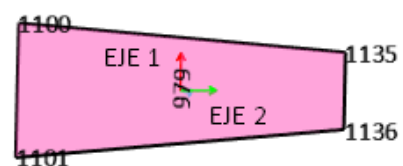
$$Q_u = 16.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{cr_adm} = 1164.10 \text{ kg/cm}^2$$

Se considera acero mínimo debido que no se excede al esfuerzo del concreto, de acuerdo al ACI350-06, define una cuantía mínima $\rho_{min} = 0.003$.

$$A_{s-min} = \rho_{min} b \cdot e$$

$$b_s = 20.69 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Área del acero de refuerzo:	$A_{s-\min} = \rho_{\min} b_s \cdot e = 1.24 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 21.50 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero transversal:	$1\emptyset 1/2" @ 20 \text{ cm}$ doble malla

b. Acero de refuerzo radial

El acero de refuerzo radial será calculado con la fuerza de tracción F11 que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 20 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 10 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Esfuerzo admisible a compresión del concreto:	$Q_{cr_{adm}} = 1164.10 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo requerido:	$Q_u = 24.18 \text{ kg/cm}^2$

Del diseño del espesor en la dirección del eje local 1 se verifica:

$$Q_{cr_{adm}} \geq Q_u$$

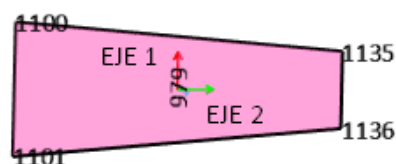
$$Q_u = 24.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{cr_{adm}} = 1164.10 \text{ kg/cm}^2$$

Se considera acero mínimo debido que no se excede al esfuerzo del concreto, de acuerdo al ACI350-06, define una cuantía mínima $\rho_{\min} = 0.003$.

$$A_{s-\min} = \rho_{\min} b_s \cdot e$$

$$b_s = 52.50 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cuántía del acero:	$\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Área del acero de refuerzo:	$A_{s-\min} = \rho_{\min} b_s \cdot e = 3.15 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 21.50 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero radial:	$1\emptyset 1/2" @ 20 \text{ cm}$ doble malla

V. Cúpula

i. Diseño del espesor por pandeo a tensión

El espesor de la losa es diseñado por los esfuerzos de tensión (tracción o compresión), que es el esfuerzo interno en el componente que debe ser resistido por el esfuerzo crítico del concreto; definido el espesor se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de tensión.

a. Por compresión

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que el esfuerzo crítico a compresión del concreto sea mayor al esfuerzo requerido:

$$Q_{cr_{adm}} \geq Q_u \quad Q_{cr} = \frac{E_c \cdot e}{R\sqrt{3(1 - \nu_c^2)}} \quad Q_{cr_{adm}} = \frac{Q_{cr}}{F.S}$$

Datos	Valor
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 252671.3280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 10 \text{ cm}$
Radio de cúpula:	$R = 639.5 \text{ cm}$
Módulo de poisson del concreto:	$\nu_c = 0.2$ para concreto
Esfuerzo crítico a compresión del concreto:	Q_{cr} en kg/cm^2
Esfuerzo admisible a compresión del concreto:	$Q_{cr_{adm}}$ en kg/cm^2
Factor de seguridad:	$F.S = 4$
Esfuerzo requerido:	Q_u en kg/cm^2 extraído del programa

Esfuerzo crítico a compresión del concreto:

$$Q_{cr} = 2328.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{cr_{adm}} = 582.05 \text{ kg/cm}^2$$

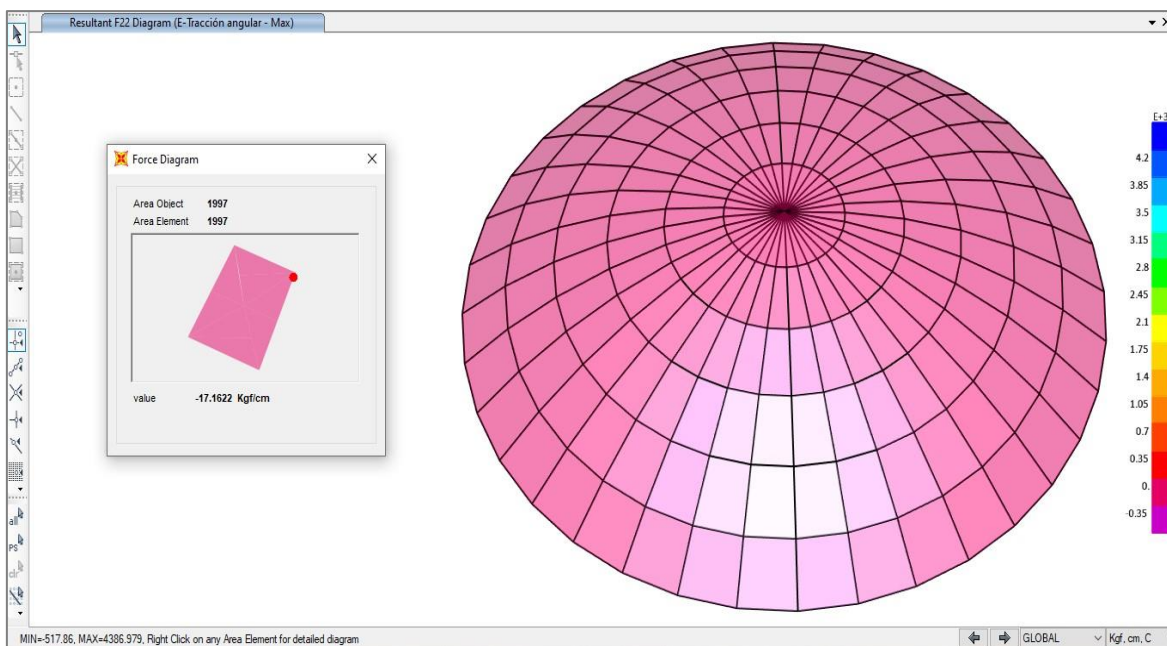


Figura 148: Fuerza F22 de la cúpula - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 107

Fuerza F22 de la cúpula - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1997	1997	Shell-Thin	1766	E-Tracción angular	Combination	Min	-24.41
1997	1997	Shell-Thin	1768	E-Tracción angular	Combination	Min	-24.41
1997	1997	Shell-Thin	2144	E-Tracción angular	Combination	Min	-31.91
1997	1997	Shell-Thin	2143	E-Tracción angular	Combination	Min	-31.91

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula el esfuerzo requerido Q_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el cortante F22, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Esfuerzo requerido por compresión:

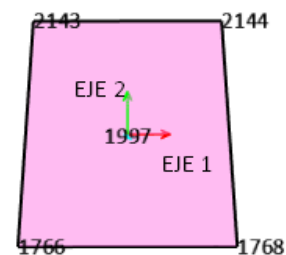
$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{2143} + T_{2144}}{2} \right)$$

$$T_u/b_s = 31.91 \text{ kg/cm} \quad e = 10 \text{ cm}$$

$$Q_u = 3.191 \text{ kg/cm}^2$$

Se verifica $Q_{cr_{adm}} \geq Q_u$

Entonces espesor del fondo cónico $e = 10 \text{ cm}$.



b. Por tracción

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que el esfuerzo límite a tracción del concreto sea mayor al esfuerzo requerido:

$$f_r \geq Q_u$$

$$f_r = 7.5\sqrt{f'_c}$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 0.0703069626 \times 280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 252671.3280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 10 \text{ cm}$
Esfuerzo límite a tracción del concreto:	$f_r \text{ en kg/cm}^2$
Esfuerzo requerido:	$Q_u \text{ en kg/cm}^2 \text{ extraído del programa}$

Esfuerzo límite a tracción del concreto:

$$f_r = 33.278 \text{ kg/cm}^2$$

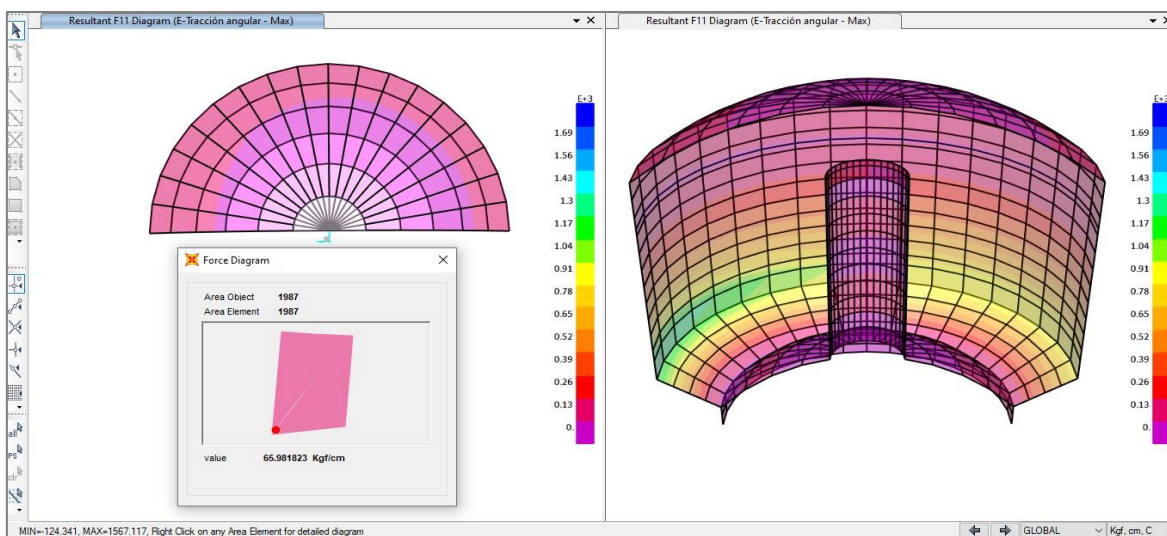


Figura 149: Fuerza F11 de la cúpula - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 108

Fuerza F11 de la cúpula - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1987	1987	Shell-Thin	1746	E-Tracción angular	Combination	Max	66.13
1987	1987	Shell-Thin	1748	E-Tracción angular	Combination	Max	66.2
1987	1987	Shell-Thin	2134	E-Tracción angular	Combination	Max	47.22
1987	1987	Shell-Thin	2133	E-Tracción angular	Combination	Max	47.13

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

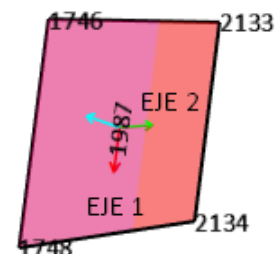
Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula el esfuerzo requerido Q_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el cortante F_{11} , promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Esfuerzo requerido por tracción:

$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1746} + T_{2133}}{2} \right)$$

$$T_u/b_s = 56.63 \text{ kg/cm} \quad e = 10 \text{ cm}$$

$$Q_u = 5.663 \text{ kg/cm}^2$$



Se verifica $f_r \geq Q_u$

El espesor de la cúpula por compresión y tracción $e = 10 \text{ cm}$ definitivo.

ii. Diseño de acero por pandeo a compresión

a. Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal será calculado con la fuerza de compresión F_{22} que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 10 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 5 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Esfuerzo requerido:	$Q_u = 3.191 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo admisible a compresión del concreto:	$Q_{cr_{adm}} = 582.05 \text{ kg/cm}^2$

Del diseño del espesor en la dirección del eje local 2 se verifica:

$$Q_{cr_{adm}} \geq Q_u$$

$$Q_u = 3.191 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_{cr_{adm}} = 582.05 \text{ kg/cm}^2$$

Se considera acero mínimo debido que no se excede al esfuerzo del concreto, de acuerdo al ACI350-06, define una cuantía mínima $\rho_{min} = 0.003$.

$$A_{s-min} = \rho_{min} b_s \cdot e$$

Tramo radio 0.00- 0.45 m:

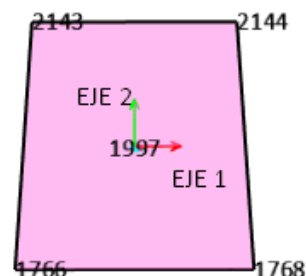
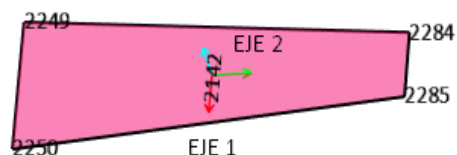
$$b_s = 12.23 \text{ cm}$$

Tramo radio 0.45- 1.35 m:

$$b_s = 23.73 \text{ cm}$$

Tramo radio 1.35- 3.837 m:

$$b_s = 66.88 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Área del acero de refuerzo:	$A_{s-\min} = \rho_{\min} b_s \cdot e = 0.015b \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero transversal:	
Tramo radio 0.00 - 0.45 m	1 \emptyset 1/2" @ 12.50 cm
Tramo radio 0.45 - 1.35 m	1 \emptyset 1/2" @ 22.50 cm
Tramo radio 1.35 - 3.84 m	1 \emptyset 1/2" @ 30.00 cm

iii. Diseño de acero por pandeo a tracción

a. Acero de refuerzo radial

El acero de refuerzo horizontal será calculado con la fuerza de tracción F11 que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor losa:	$e = 10 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 5 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Esfuerzo límite a tracción del concreto:	$f_r = 33.278 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo requerido:	$Q_u = 5.663 \text{ kg/cm}^2$

Del diseño del espesor en la dirección del eje local 2 se verifica:

$$Q_{cr_{adm}} \geq Q_u$$

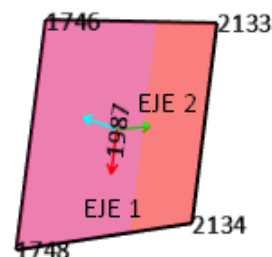
$$Q_u = 5.663 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 33.278 \text{ kg/cm}^2$$

Se considera acero mínimo debido que no se excede al esfuerzo del concreto, de acuerdo al ACI350-06, define una cuantía mínima $\rho_{min} = 0.003$.

$$A_{s-min} = \rho_{min} b_s \cdot e$$

$$b = 68.55 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho_{min} = 14/f_y = 0.003$
Área del acero de refuerzo:	$A_{s-min} = \rho_{min} b_s \cdot e = 2.057 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1/2", $A_b = 1.29 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 34.28 \text{ cm}$, $S_{m\acute{a}x} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero radial:	1Ø 1/2" @ 30 cm doble malla

VI. Viga anular inferior

i. Diseño de sección a tensión

La sección de la viga es diseñada por los esfuerzos de tensión (tracción o compresión), que es el esfuerzo interno en el componente que debe ser resistido por el esfuerzo crítico del concreto; definido la sección se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de tracción angular.

a. Por tracción pura

Se realiza la interacción de espesores en el programa, se calcula el esfuerzo límite a tracción del concreto con ello obtener el área de concreto:

$$f_r = 7.5\sqrt{f_c} \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1)A_s$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 0.0703069626 \times 280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s = 2038901.915 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 252671.3280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo límite a tracción del concreto:	f_r en kg/cm^2
Fuerza última:	Tu en kg.cm del programa SAP2000
Ancho de la sección de área:	$b_s =$ ancho de la sección de área en cm .

Esfuerzo límite a tracción del concreto:

$$f_r = 33.278 \text{ kg/cm}^2$$

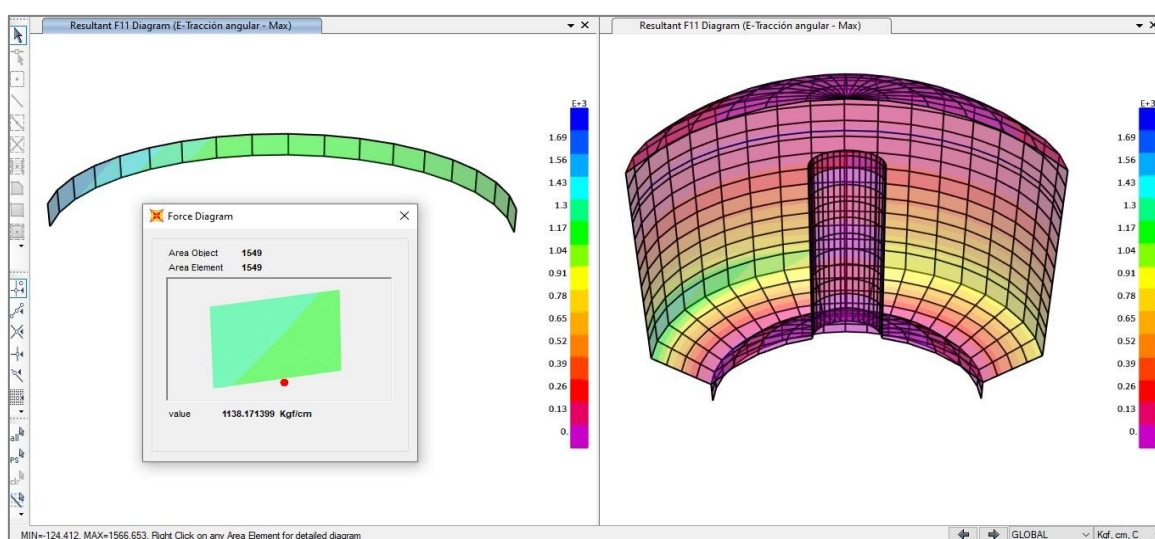


Figura 150: Fuerza F11 de la viga anular inferior - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 109

Fuerza F11 de la viga anular inferior - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1549	1549	Shell-Thin	1663	E-Tracción angular	Combination	Max	1144.72
1549	1549	Shell-Thin	1664	E-Tracción angular	Combination	Max	1135.18
1549	1549	Shell-Thin	1699	E-Tracción angular	Combination	Max	1201.94
1549	1549	Shell-Thin	1698	E-Tracción angular	Combination	Max	1211.47

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula la fuerza última Tu, en este caso de acuerdo a la dirección 1 el cortante F11, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Fuerza última:

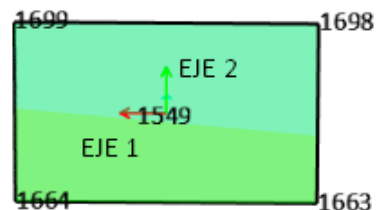
$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1663} + T_{1664}}{2} \right)$$

$$T_u = 45598 \text{ kg} \quad b_s = 40 \text{ cm}$$

$$A_s = 12.063 \text{ cm}^2$$

$$n = 8.07$$

$$A_c = 1284.99 \text{ cm}^2$$



La sección de la viga será de 30x40 cm definitivo.

ii. Diseño de acero a tracción angular

a. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F_{11} que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 25 \text{ cm}$
Altura de la sección:	$h = 40 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = 40 \text{ cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para tracción
Fuerza última:	$T_u = 45598 \text{ kg}$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Descripción	Cálculo
Cuantía del acero:	$\rho = 0.0121$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 12.063 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 5/8" $A_b = 2.00 \text{ cm}^2$, 3/4" $A_b = 2.84 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de los estribos:	$S_{\max} = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$
Distribución acero longitudinal:	4 ϕ 3/4" + 2 ϕ 5/8" doble cara
Distribución acero transversal:	□ 1 ϕ 3/8" @ 20 cm
Sección:	30x40 cm

VII. Viga anular superior

i. Diseño de sección por tensión

La sección de la viga es diseñada por los esfuerzos de tensión (tracción o compresión), que es el esfuerzo interno en el componente que debe ser resistido por el esfuerzo crítico del concreto; definido la sección se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de tracción angular.

a. Por tracción pura

Se realiza la interacción de espesores en el programa, se calcula el esfuerzo límite a tracción del concreto con ello obtener el área de concreto:

$$f_r = 7.5\sqrt{f'_c} \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1)A_s$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 0.0703069626 \times 280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s = 2038901.915 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 252671.3280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo límite a tracción del concreto:	$f_r \text{ en kg/cm}^2$
Fuerza última:	$T_u \text{ en kg.cm del programa SAP2000}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$

Esfuerzo límite a tracción del concreto:

$$f_r = 33.278 \text{ kg/cm}^2$$

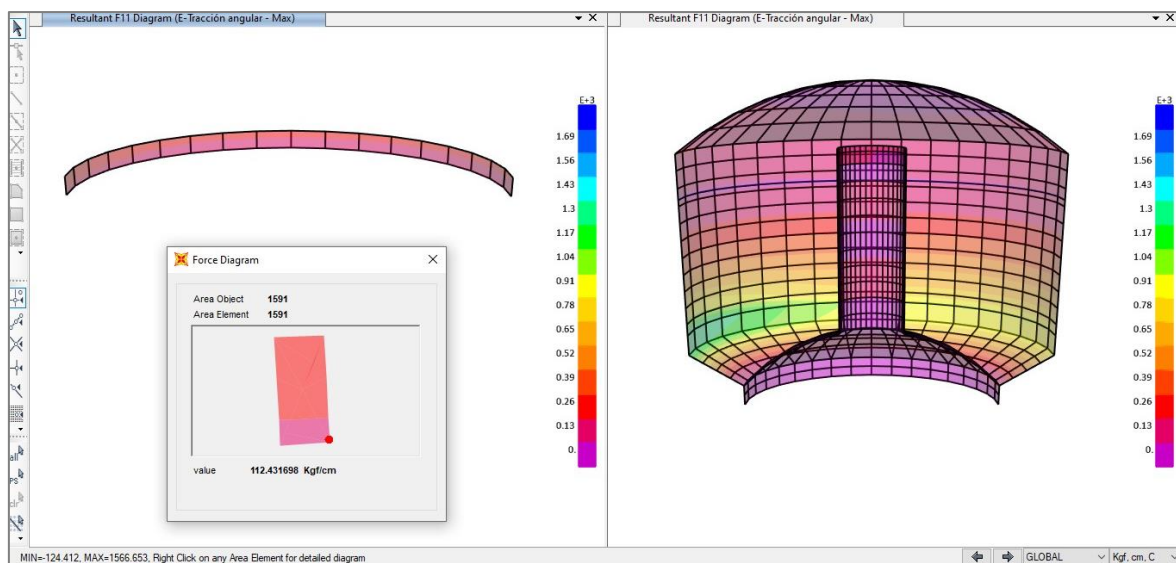


Figura 151: Fuerza F11 de la viga anular superior - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 110

Fuerza F11 de la viga anular superior - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1591	1591	Shell-Thin	1747	E-Tracción angular	Combination	Max	105.51
1591	1591	Shell-Thin	1749	E-Tracción angular	Combination	Max	105.44
1591	1591	Shell-Thin	1748	E-Tracción angular	Combination	Max	210.81
1591	1591	Shell-Thin	1746	E-Tracción angular	Combination	Max	210.88

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula la fuerza última T_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el cortante F11, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Fuerza última:

$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1746} + T_{2133}}{2} \right)$$

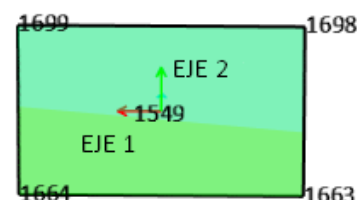
$$T_u = 6325.25 \text{ kg} \quad b_s = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$n = 8.07$$

$$A_c = 174.18 \text{ cm}^2$$

La sección de la viga se asumirá de 30x30 cm definitivo.



ii. Diseño de acero a tracción angular

a. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 25 \text{ cm}$
Altura de la sección:	$h = 30 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = 40 \text{ cm}$.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para tracción
Fuerza última:	$T_u = 6325.25 \text{ kg}$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Descripción	Cálculo
Cuantía del acero:	$\rho = 0.002$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 2.25 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 5/8" $A_b = 2.00 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de los estribos:	$S_{\max} = \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$
Distribución acero longitudinal:	2 \emptyset 5/8" doble cara
Distribución acero transversal:	□ 1 \emptyset 3/8" @ 15 cm
Sección:	30x30 cm

VIII. Viga anular de chimenea

i. Diseño de sección a tensión

La sección de la viga es diseñada por los esfuerzos de tensión (tracción o compresión), que es el esfuerzo interno en el componente que debe ser resistido por el esfuerzo crítico del concreto.

a. Por tracción pura

Se realiza la interacción de espesores en el programa, se calcula el esfuerzo límite a tracción del concreto con ello obtener el área de concreto:

$$f_r = 7.5\sqrt{f'_c} \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad A_c = \frac{T_u}{f_r} - (n - 1)A_s$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 0.0703069626 \times 280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del acero:	$E_s = 2038901.915 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c = 252671.3280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo límite a tracción del concreto:	f_r en kg/cm^2
Fuerza última:	T_u en kg.cm del programa SAP2000
Área del acero de refuerzo:	A_s en cm^2 .
Ancho de la sección de área:	$b_s =$ ancho de la sección de área en cm .

Esfuerzo límite a tracción del concreto:

$$f_r = 33.278 \text{ kg/cm}^2$$

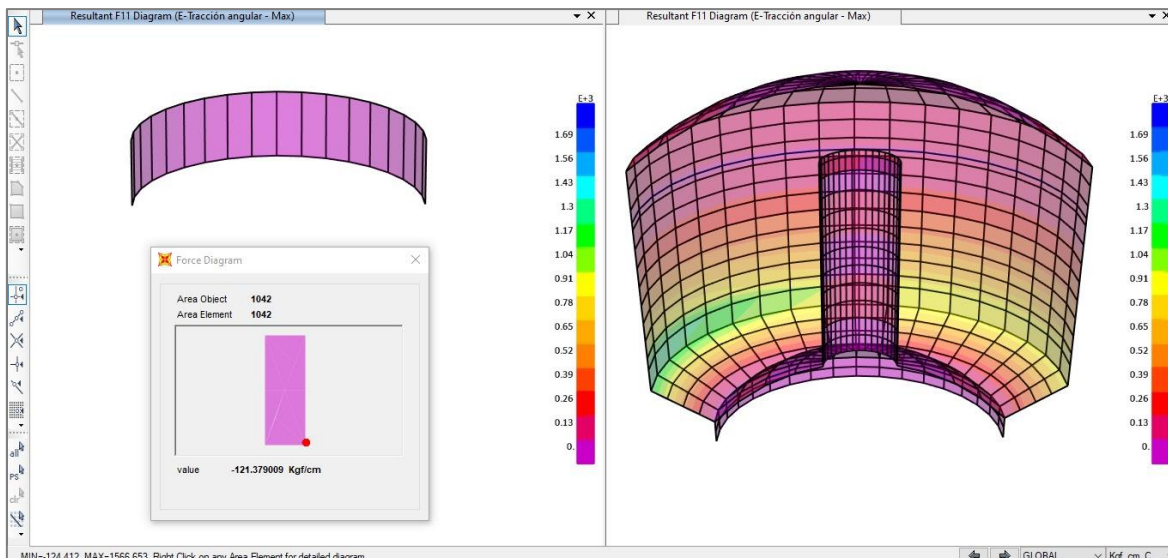


Figura 152: Fuerza F11 de la viga anular chimenea - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 111

Fuerza F11 de la viga anular chimenea - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
1042	1042	Shell-Thin	1162	E-Tracción angular	Combination	Min	-540.45
1042	1042	Shell-Thin	1206	E-Tracción angular	Combination	Min	-215.98
1042	1042	Shell-Thin	54	E-Tracción angular	Combination	Min	-215.98
1042	1042	Shell-Thin	53	E-Tracción angular	Combination	Min	-540.45

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula la fuerza última T_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el cortante F11, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Fuerza última:

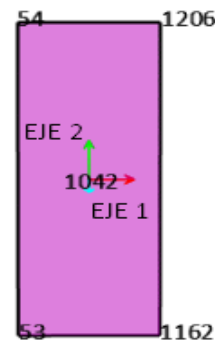
$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{1162} + T_{1206}}{2} \right)$$

$$T_u = 11346.45 \text{ kg} \quad b_s = 30 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$n = 8.07$$

$$A_c = 319.75 \text{ cm}^2$$



La sección de la viga se asumirá de 20x30 cm definitivo.

ii. Diseño de acero a tracción angular

a. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza de tracción angular F11 que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Distancia centroide de refuerzo tracción:	dc = 5 cm
Peralte efectivo:	d= 15 cm
Altura de la sección:	h = 30cm
Ancho de la sección de área:	b _s = 30 cm.
Factor de reducción de resistencia:	Ø = 0.90 para tracción
Fuerza última:	Tu = 11346.45 kg
Esfuerzo de fluencia del acero:	f _y = 4200 kg/cm ²
Descripción	Cálculo
Cuantía del acero:	$\rho = 0.007$, $\rho_{min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{min}$
Área del acero de refuerzo:	A _s = $\rho b_s d = 3.00$ cm ²
Acero escogido:	Acero 1/2" A _b = 1.29 cm ²
Espaciamiento de los estribos:	S _{máx} = $\frac{h}{2} = 15$ cm
Distribución acero longitudinal:	3Ø 1/2" doble cara
Distribución acero transversal:	□ 1Ø 3/8" @ 15 cm
Sección:	20x30 cm

IX. Viga de fondo

i. Diseño de sección por cortante

El espesor de la viga es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto.

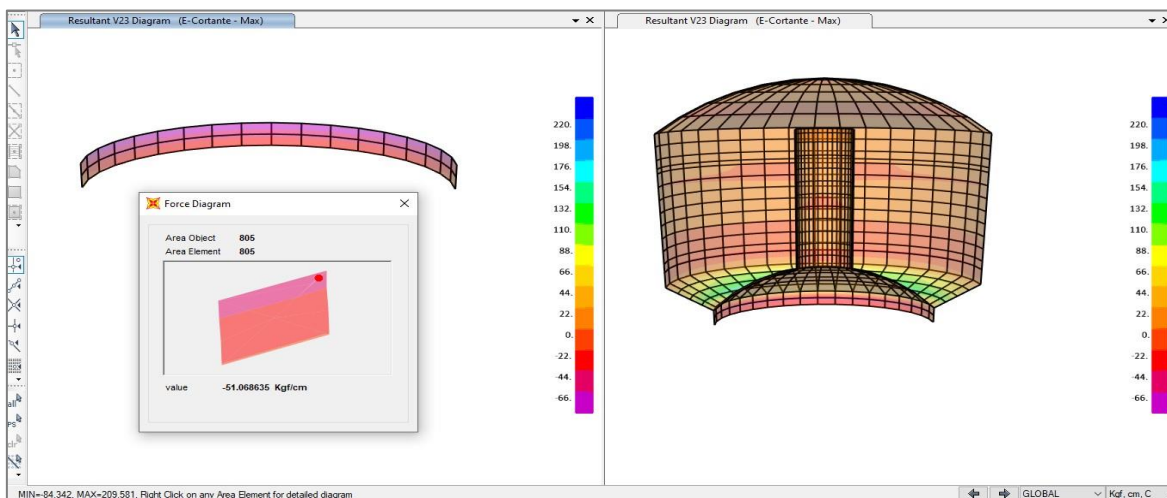


Figura 153: Cortante V23 de la viga de fondo - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - d_c \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor de viga:	$e = 30 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 35 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Capacidad a cortante del concreto:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 11038.69 \text{ kg} \quad b_s = 47.28 \text{ cm}$$

Tabla 112

Cortante V23 de la viga de fondo - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
804	804	Shell-Thin	927	E-Cortante	Combination	Min	-192.19
804	804	Shell-Thin	928	E-Cortante	Combination	Min	-63.94
804	804	Shell-Thin	963	E-Cortante	Combination	Min	-63.94
804	804	Shell-Thin	962	E-Cortante	Combination	Min	-192.19

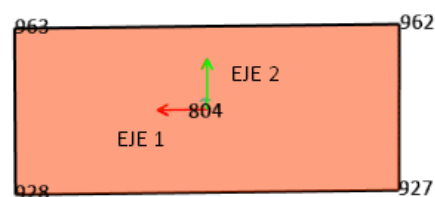
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el cortante V23, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{957} + V_{992}}{2} \right)$$

$$V_u = 9088.63 \text{ kg} \quad b_s = 47.28 \text{ cm}$$

Se verifica $\phi V_c > V_u$



Entonces espesor de la viga de fondo $e = 30$ cm, de sección 30x40 cm.

ii. Diseño de acero a flexión

Con el espesor definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente a flexión (E- Tracción angular) por durabilidad.

a. Acero de refuerzo longitudinal superior e inferior

El acero de refuerzo longitudinal superior e inferior será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280$ kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200$ kg/cm ²
Altura de la sección:	$h = 40$ cm
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5$ cm
Peralte efectivo:	$d = 35$ cm
Ancho de la sección de área:	$b_s =$ ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

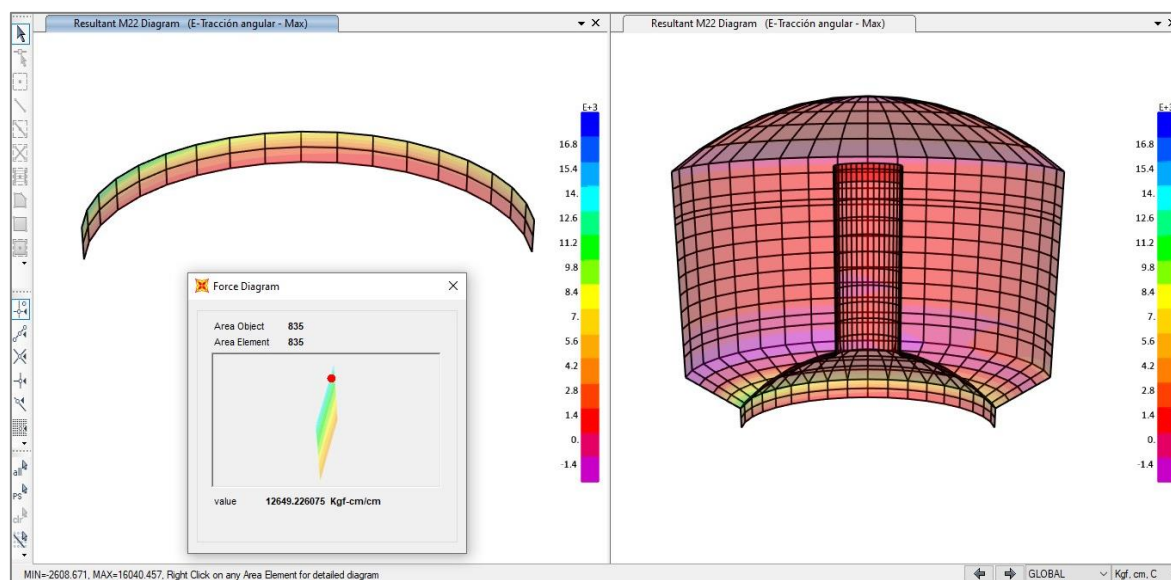


Figura 154: Momento M22 de la viga de fondo - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 113

Momento M22 de la viga de fondo - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
835	835	Shell-Thin	957	E-Tracción angular	Combination	Max	4373.28
835	835	Shell-Thin	958	E-Tracción angular	Combination	Max	4142.7
835	835	Shell-Thin	993	E-Tracción angular	Combination	Max	13607.24
835	835	Shell-Thin	992	E-Tracción angular	Combination	Max	13169.7

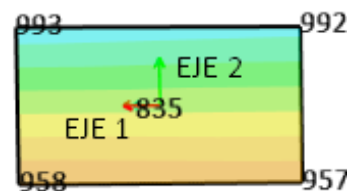
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{993+M992}{2} \right)$$

$$M_u = 652687.91 \text{ kg.cm} \quad b_s = 48.75 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 652687.91 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 21.42 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.006$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 10.21 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 3/4", $A_b = 2.84 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de los estribos:	$S_{\max} = h/2 = 20 \text{ cm}$
Distribución acero longitudinal sup. e inf.:	4Ø 3/4" doble cara
Distribución acero transversal:	□ 1Ø 3/8" @ 20 cm
Sección:	30x30 cm

iii. Diseño de acero por tracción angular

a. Acero de refuerzo longitudinal lateral

El acero de refuerzo longitudinal lateral será calculado con la fuerza de tracción angular F_{11} que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Datos	Valor
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 25 \text{ cm}$
Altura de la sección:	$h = 40 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = 40 \text{ cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para tracción
Fuerza última:	Tu en kg.cm del programa SAP2000

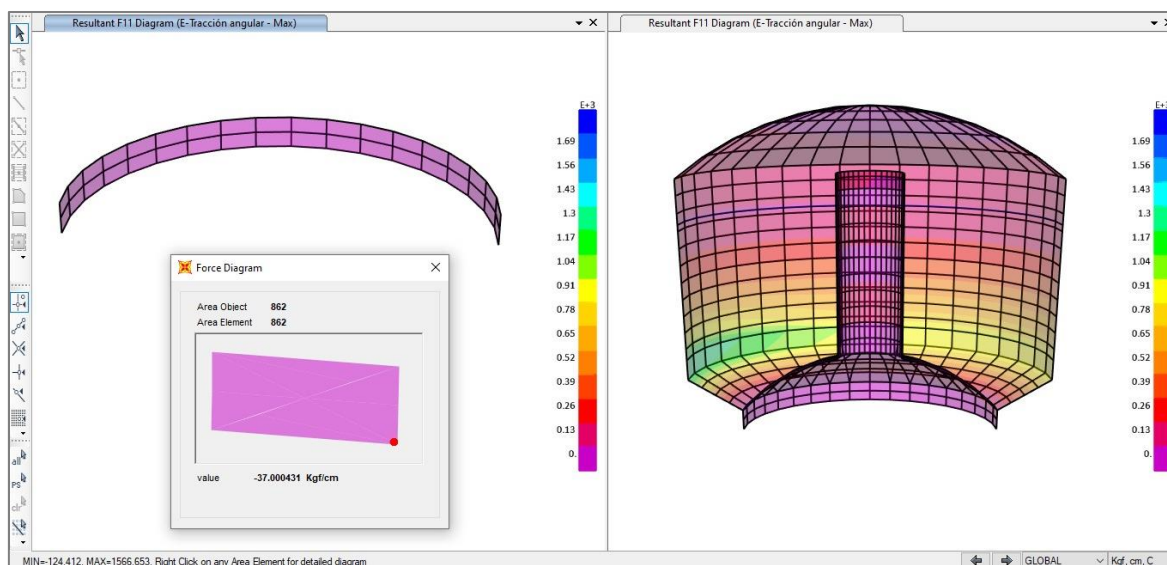


Figura 155: Fuerza F11 de la viga de fondo - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 114

Fuerza F11 de la viga de fondo - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
862	862	Shell-Thin	984	E-Tracción angular	Combination	Min	-120.73
862	862	Shell-Thin	34	E-Tracción angular	Combination	Min	-120.73
862	862	Shell-Thin	35	E-Tracción angular	Combination	Min	-120.73
862	862	Shell-Thin	1019	E-Tracción angular	Combination	Min	-120.73

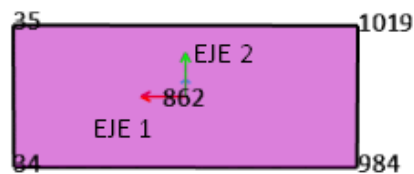
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de tracción angular del elemento área seleccionado y se calcula la fuerza última T_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el cortante F11, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Fuerza última:

$$T_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{T_{984} + T_{34}}{2} \right)$$

$$T_u = 4829.2 \text{ kg} \quad b_s = 40 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Fuerza última:	$T_u = 4829.2 \text{ kg}$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.001, \rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 3.00 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 5/8" $A_b = 2.00 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de los estribos:	$S_{\max} = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$
Distribución acero horizontal:	2Ø 5/8" doble cara
Distribución acero transversal:	□ 1Ø 3/8" @ 20 cm
Sección:	30x40 cm

X. Fuste cilíndrico

i. Diseño de espesor por cortante en el plano

Con el espesor definido por la fuerza sísmica total, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga normal de envolvente (E).

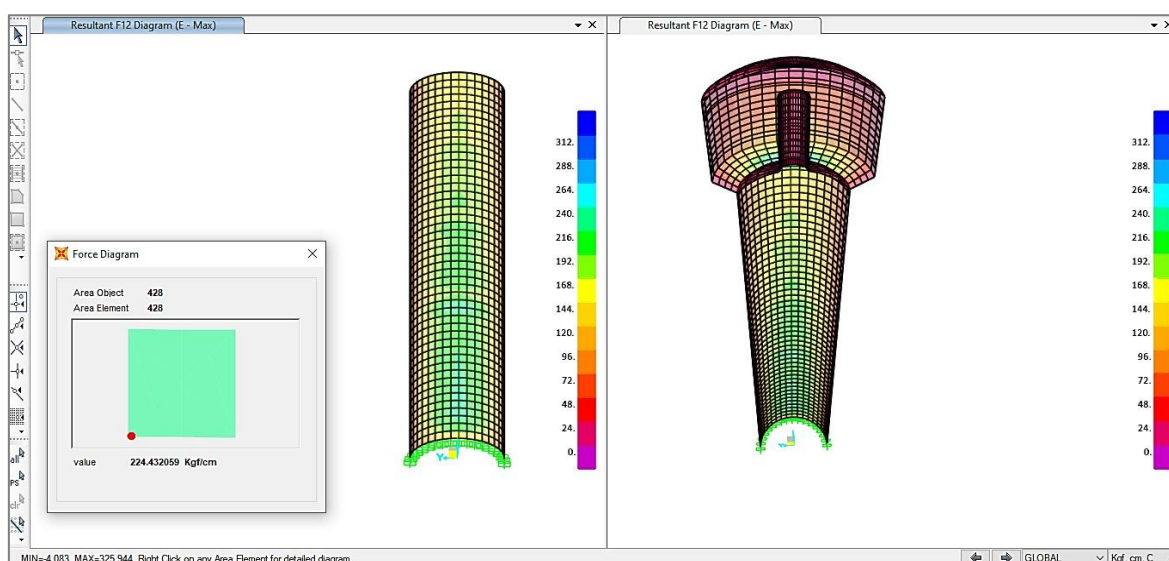


Figura 156: Cortante F12 del fuste cilíndrico - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia nominal a cortante en el plano del muro sea mayor a la resistencia requerida:

$$V_n \geq V_u$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

$$A_{cv} = e \cdot b_s \quad \alpha_c = \frac{h_w}{l_w} \quad \rho_n = \frac{A_s}{e \cdot h_s}$$

α_c varia entre 2 y 3:

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5 \text{ es } \alpha_c = 3$$

$$\frac{h_w}{l_w} \leq 2 \text{ es } \alpha_c = 2$$

Datos	Valor
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 60\,000$ Psi
Resistencia del concreto:	$f'_c = 4000$ Psi
Área horizontal del segmento de muro:	A_{cv} en in ²
Espesor del muro:	$e = 10$ in
Ancho de la sección de área:	b_s en in.
Altura de la sección de área:	h_s en in.
Altura total de muro:	$h_w = 23.90$ m
Mitad de longitud del muro:	$l_w = \pi(2.713) = 8.523$ m
Área del acero de refuerzo:	A_s en cm ² .
Cuantía nominal de refuerzo:	$\rho_n = 0.003$ adimensional ACI350-06.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Cortante nominal en muro:	V_n en lb
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Tabla 115

Cortante F12 del fuste cilíndrico - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F12
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
428	428	Shell-Thin	349	E	Combination	Max	222.89
428	428	Shell-Thin	107	E	Combination	Max	224.47
428	428	Shell-Thin	109	E	Combination	Max	223.72
428	428	Shell-Thin	350	E	Combination	Max	222.14

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{349} + V_{107}}{2} \right)$$

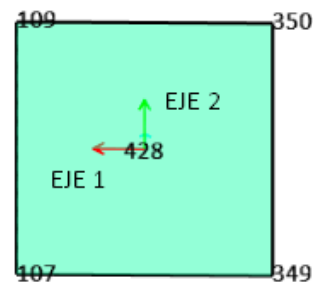
$$V_u = 10577.79 \text{ kg} \quad b_s = 47.289 \text{ cm}$$

$$\alpha_c = 2 \quad h_s = 48.75 \text{ cm} \quad \rho_n = 0.003$$

$$V_n = A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'c} + \rho_n f_y) = 26777.8429 \text{ kg}$$

Se verifica $V_n \geq V_u$:

Entonces espesor del fuste $e = 25 \text{ cm}$ definitivo.



ii. Diseño de acero por flexión

Con el espesor definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento calculado por la combinación de carga de envolvente (E).

a. Acero de refuerzo vertical

El acero de refuerzo vertical será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 25 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$dc = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d = 20 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{min} = 0.003$
Momento último:	Mu en kg.cm del programa SAP2000

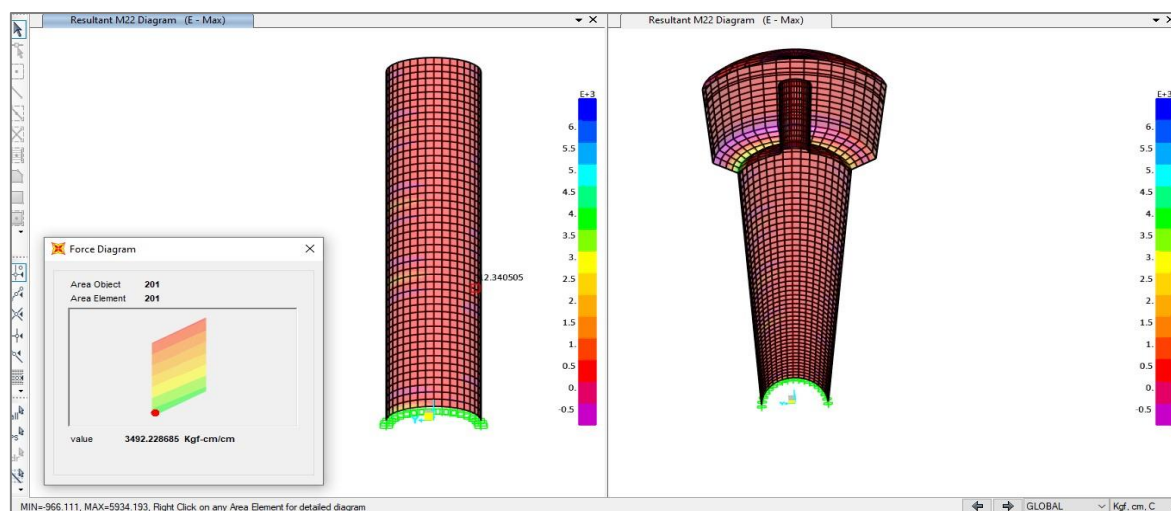


Figura 157: Momento M22 del fuste cilíndrico - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 116

Momento M22 del fuste cilíndrico - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
201	201	Shell-Thin	753	E	Combination	Max	3760.36
201	201	Shell-Thin	755	E	Combination	Max	3815.27
201	201	Shell-Thin	158	E	Combination	Max	463.62
201	201	Shell-Thin	151	E	Combination	Max	394.29

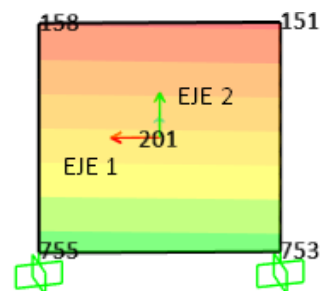
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{755} + M_{753}}{2} \right)$$

$$M_u = 179131.21 \text{ kg.cm} \quad b_s = 47.29 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 5379.04 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 9.47 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.005$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 4.73 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 3/4", $A_b = 2.84 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 28.40 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero vertical:	1Ø 3/4" @ 22.50 cm cm doble malla

iii. Diseño de acero a compresión

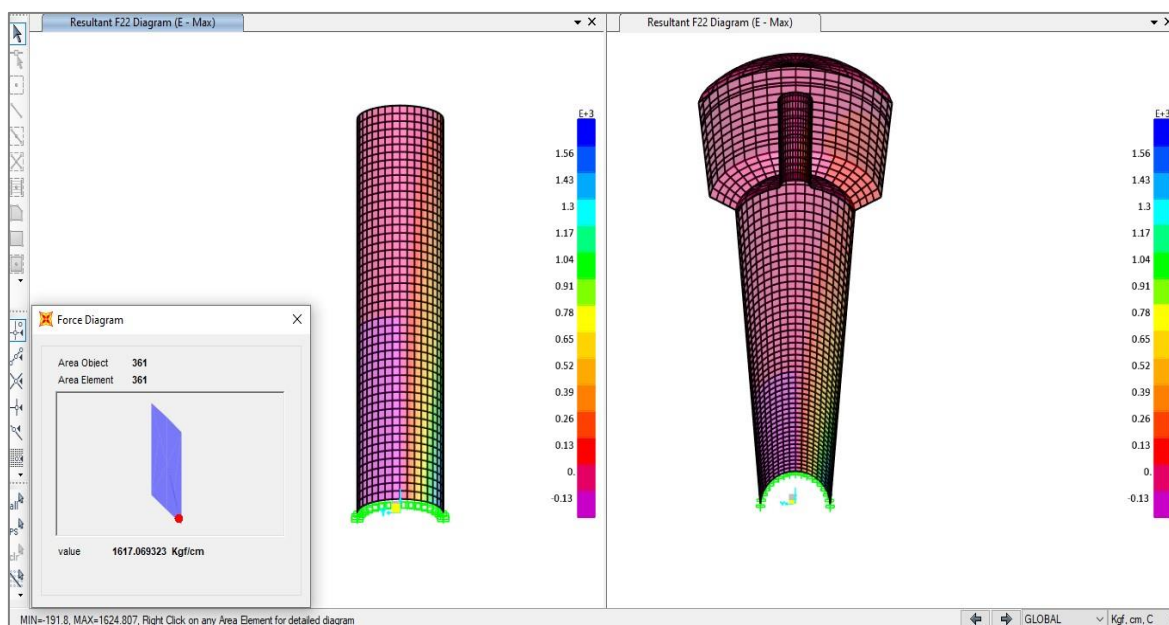


Figura 158: Fuerza F22 del fuste cilíndrico - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 117

Fuerza F22 del fuste cilíndrico - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm
361	361	Shell-Thin	793	E	Combination	Max	1624.81
361	361	Shell-Thin	795	E	Combination	Max	1596.03
361	361	Shell-Thin	793	E	Combination	Min	-369.73
361	361	Shell-Thin	795	E	Combination	Min	-369.73

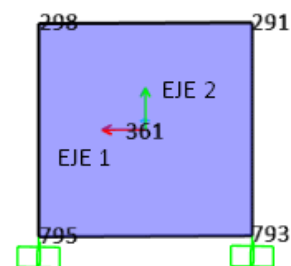
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las fuerzas de compresión del elemento área seleccionado y se calcula la fuerza última P_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento F22, promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Fuerza última:

$$P_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{755} + M_{753}}{2} \right)$$

$$P_u = 75866.8862 \text{ kg} \quad b_s = 47.11 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Fuerza última:	$P_u = 75866.8862 \text{ kg}$
Área bruta de la sección del muro:	$A_g = \frac{\pi}{4}(D_1^2 - d_2^2) = 23247.786 \text{ cm}^2$
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{\min} = 0.01$
Área del acero de refuerzo mínimo:	$A_{s-\min} = 0.1A_g = 232.4778564 \text{ cm}^2$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.70$ por compresión
Resistencia nominal a la compresión:	$\phi P_n = 7973382.996 \text{ lb} = 3619915.88 \text{ kg}$
Se verifica resistencia:	$\phi P_n \geq P_u$
Considerando acero vertical:	$1\phi 3/4" @ 22.50 \text{ cm cm}$ doble malla
Área del acero de refuerzo:	$A_s = 244.24 \text{ cm}^2$
Cuantía requerida en la sección:	$\rho = 0.0105$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Distribución acero vertical:	$1\phi 3/4" @ 22.50 \text{ cm cm}$ doble malla

iv. Diseño por cortante el plano

a. Acero de refuerzo longitudinal

El acero de refuerzo longitudinal será calculado con la fuerza cortante F12 que está de acuerdo al plano 1-2.

Datos	Valor
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor muro:	$e = 15 \text{ cm}$
Altura de la sección de área:	h_s en in.
Ancho de la sección de área:	$b_s = 47.289 \text{ cm.}$
Cuantía mínima del acero de refuerzo:	$\rho_{\min} = 0.003$
Cuantía nominal de refuerzo:	$\rho_n = 0.003$ adimensional ACI350-06.
Cortante nominal:	V_n en lb
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Del diseño del espesor se verifica:

$$V_n \geq V_u$$

$$V_u = 10577.79 \text{ kg}$$

$$V_n = 26777.8429 \text{ kg}$$

Se considera acero mínimo debido que no se excede al esfuerzo nominal, de acuerdo al ACI350-06, define una cuantía mínima $\rho_{\min} = 0.003$.

$$\rho_n = \frac{A_s}{e \cdot h_s} = 0.003$$

Descripción	Cálculo
Cuantía del acero:	$\rho_n = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho_n \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho_n e h_s = 4.00 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 5/8", $A_b = 4.00 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 24.38 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero horizontal:	1Ø 5/8" @ 25 cm doble malla

XI. Diseño de cimentación

i. Capacidad portante del suelo del tanque elevado

Se calcula la capacidad última neta, considerando la expresión propuesta de Terzaghi para cimentaciones que presentan falla local, para el caso una cimentación circular.

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación circular})$$

Con presencia del nivel freático el factor “q” toma la forma:

Caso I (nivel freático antes de profundidad de cimentación)

$$0 \leq D_1 \leq D_f$$

$$q = D_1\gamma_s + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)$$

El valor de γ en el último termino de la ecuación es igual a $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$

Características del terreno

Clasificación SUCS:	GP-GM
Peso específico del suelo:	$\gamma_s = 1927 \text{ kg/m}^3$
Peso específico del suelo saturado:	$\gamma_{\text{sat}} = 2033 \text{ kg/m}^3$
Peso específico del agua:	$\gamma_w = 1000 \text{ kg/m}^3$
Dimensión de la cimentación:	B = 13 m (diámetro por ser circular)
Altura de suelo sin nivel freático:	$D_1 = 2.50 \text{ m}$
Altura de suelo con nivel freático:	$D_2 = 1.00 \text{ m}$

Profundidad de cimentación:	$D_f = 3.50 \text{ m}$
Ángulo de fricción del suelo:	$\phi_s = 32^\circ$
Ángulo de cohesión:	$c' = 0.00 \text{ kg/cm}^2$
Factor de seguridad:	$F.S = 3$

Capacidad ultima neta:

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma'BN'_\gamma$$

Modificado:

$$q_u = 0.867c'N'_c + (D_1\gamma_s + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w))N'_q + 0.3(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w)BN'_\gamma$$

$$\phi' = \frac{2}{3} \phi_s = 21.33^\circ$$

$$c' = \frac{2}{3} c = 0.00 \text{ kg/cm}^2$$

Con ángulo de fricción y cohesión se obtiene los valores:

$$N'_c = 12.55$$

$$N'_q = 4.27$$

$$N'_\gamma = 1.42$$

Capacidad ultima neta:

$$q_u = (0.867(0)(12.55) + ((2.50)(1927) + (1)(2033 - 1000))(4.27) + 0.3(2033 - 1000)(13)(1.42))/10000$$

$$q_u = 3.07 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad de carga admisible:

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_u}{F.S} = \frac{3.07}{3} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$$

Se determina la capacidad de carga neta admisible y neta admisible sísmico, de acuerdo a Braja M. Das y Harmsen (2002):

$$q_{\text{neta-adm}} = \frac{q_u - \gamma_{\text{prom}} D_f - \gamma_{\text{cs}} h_c - S/C}{F.S}$$

$$q_{\text{neta-adm sis}} = \frac{\frac{4}{3}q_u - \gamma_{\text{prom}} D_f - \gamma_{\text{cs}} h_c - S/C}{F.S}$$

Datos	Valor
Capacidad de carga admisible:	$q_{\text{adm}} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$
Sobrecarga RNE E.020 vereda:	$S/C = 400 \text{ kg/m}^2$
Peso específico del suelo promedio:	$\gamma_{\text{prom}} = 1980 \text{ kg/m}^3$
Peso específico del concreto simple:	$\gamma_{\text{cs}} = 2200 \text{ kg/m}^3$
Altura de solado:	$h_c = 0.10 \text{ m}$
Profundidad de cimentación:	$D_f = 3.50 \text{ m}$

Capacidad de carga neta admisible:

$$q_{\text{neta-adm}} = 0.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{neta-adm sis}} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen	Valor
Capacidad última neta:	$q_u = 3.07 \text{ kg/cm}^2$
Capacidad de carga admisible:	$q_{\text{adm}} = 1.02 \text{ kg/cm}^2$
Capacidad de carga neta admisible:	$q_{\text{neta-adm}} = 0.76 \text{ kg/cm}^2$
Capacidad de carga neta admisible sísmico:	$q_{\text{neta-adm sis}} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$

Para el modelado de la cimentación se asignará resortes, para hacerlo más realístico y permitir al suelo un comportamiento flexible, debido a sus características. El módulo de Balasto es también la rigidez del suelo, el cual se va a representar mediante resortes.

El módulo de Balasto del suelo o coeficiente de reacción de la subrasante puede estimarse de acuerdo a la fórmula de Vesic (1961):

$$K_s = \frac{E_s}{B_c (1 - \nu_s^2)}$$

$$B_c = \sqrt{\frac{\pi \cdot B^2}{4}}$$

Datos	Valor
Módulo de elasticidad del suelo:	$E_s = 800 \text{ kg/cm}^2$ por el tipo de suelo.
Ancho de la cimentación:	$B_c = 11520 \text{ cm}$
Módulo de poisson del suelo:	$\nu_s = 0.25$ por el tipo de suelo.

Módulo de Balasto:

$$K_s = \frac{E_s}{B_c (1 - \nu_s^2)} = \frac{800}{11520(1 - 0.25^2)} = 0.741 \text{ kg/cm}^3$$

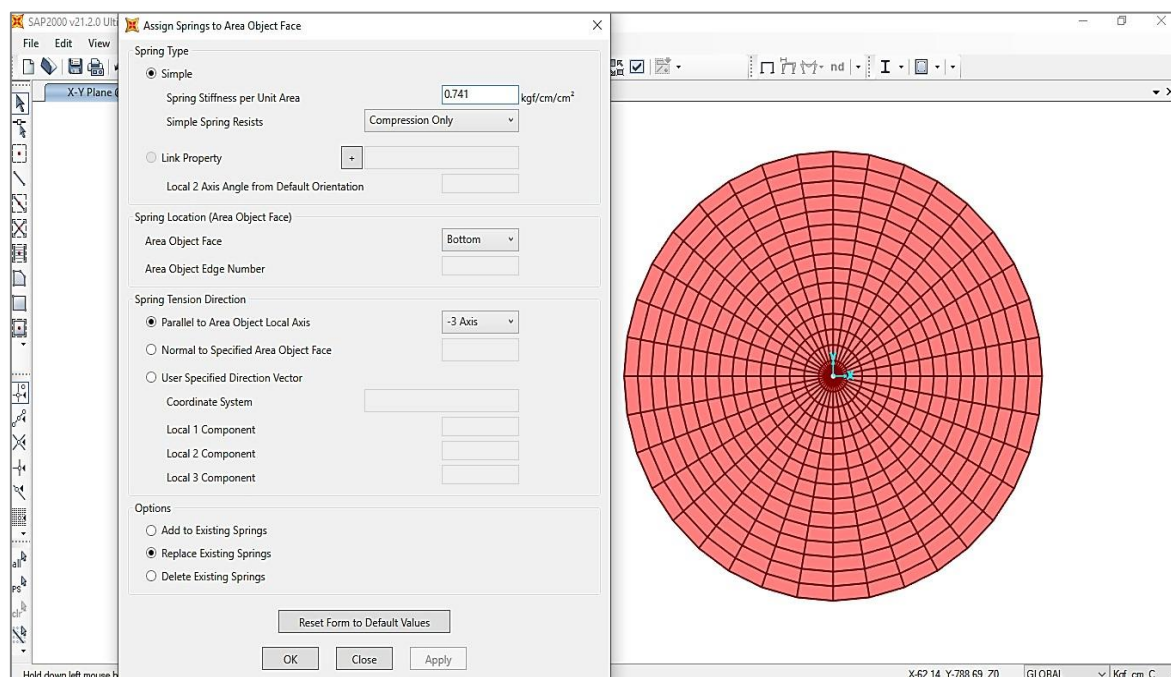


Figura 159: Módulo de Balasto del suelo de cimentación del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

El esfuerzo admisible se debe verificar mediante las presiones máximas producidas por las cargas de servicio; el cual, no excedan la capacidad neta admisible del suelo.

Para la carga de servicio:

Capacidad de carga neta admisible: $q_{\text{neta-adm}} = 0.76 \text{ kg/cm}^2$

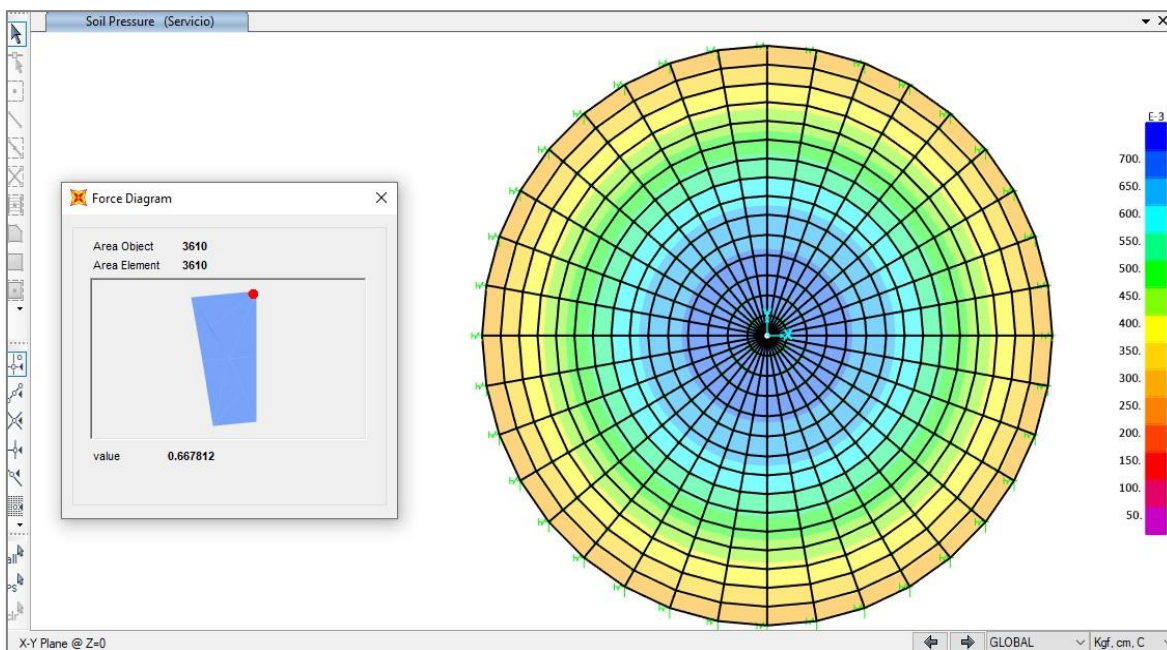


Figura 160: Presión máxima en la cimentación carga de servicio 1 - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Para la carga de servicio 2:

Capacidad de carga neta admisible sísmico: $q_{\text{net-aadm sis}} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$

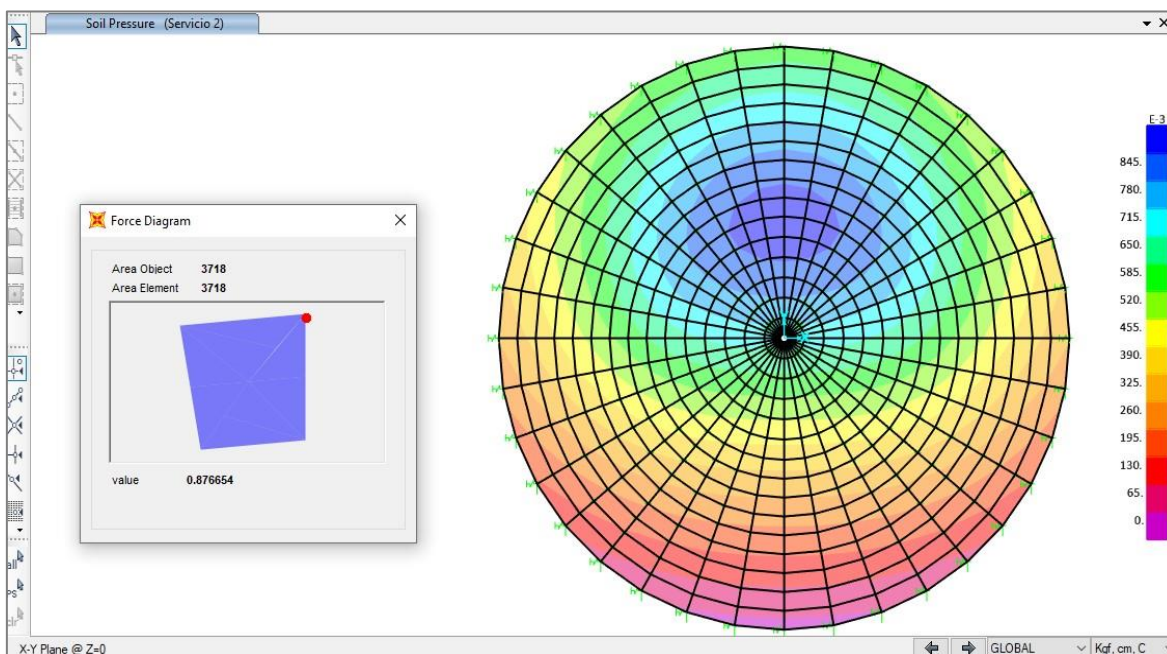


Figura 161: Presión máxima en la cimentación carga de servicio 2 - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

La presión máxima en el suelo para las combinaciones de carga de servicio:

Servicio 1:

$$q_{\text{máx } 1} = 0.667 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{neta-adm}} = 0.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{neta-adm}} > q_{\text{máx}}$$

Servicio 2:

$$q_{\text{máx } 2} = 0.876 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{neta-adm sis}} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\text{neta-adm sis}} > q_{\text{máx } 2}$$

Por lo tanto, el suelo es capaz de soportar las cargas producidas por el Tanque elevado para un primer análisis; las dimensiones y espesores asumidos es lo correcto, se procede a diseñar la cimentación.

ii. Restricciones de desplazamiento en la cimentación

El Tanque elevado se encuentra apoyada verticalmente en la dirección Z y del eje local 3, sobre un suelo flexible; el cual, se va encontrar restringida el desplazamiento horizontal en las direcciones X, Y, debido al confinamiento que produce el suelo en el fuste cilíndrico y cimentación.

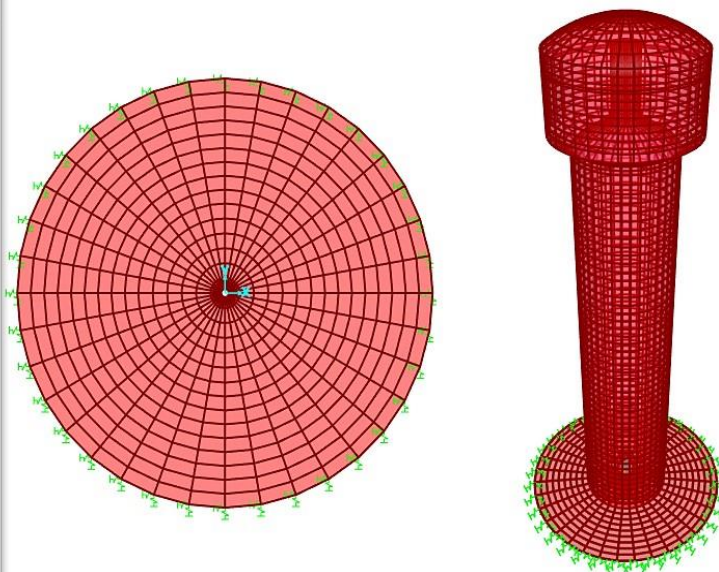
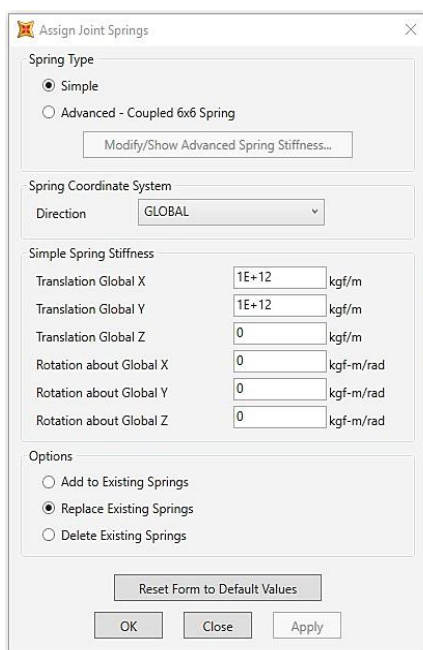


Figura 162: Restricciones en la cimentación del Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se aplica condiciones de contorno de la cimentación en las direcciones X y Y, para impedir que se desplace, con la hipótesis que es imposible que la estructura no se desplace horizontalmente, por el cual se va a asignar resortes para tener un suelo flexible y un desplazamiento mínimo y restringido. En la dirección Z no se aplica restricción debido que se asignaron resortes en el suelo.

Parte del muro del fuste se encuentra enterrado teniendo el suelo como material circundante que evita su posible desplazamiento; para el caso, las restricciones se realizan en la base obviando la parte superior, permitiendo que la estructura se desplace de manera vertical y de manera horizontal despreciablemente en la parte superior.

iii. Diseño de espesor a cortante

El espesor de la zapata es diseñado por la fuerza cortante, que es la fuerza interna en el componente que debe ser resistido por la capacidad a cortante del concreto. Por ser circular las cortantes en ambas direcciones X, Y son el mismo, se diseñará por tramos la cimentación.

Tramo 1 radio 0.45-4.00 m:

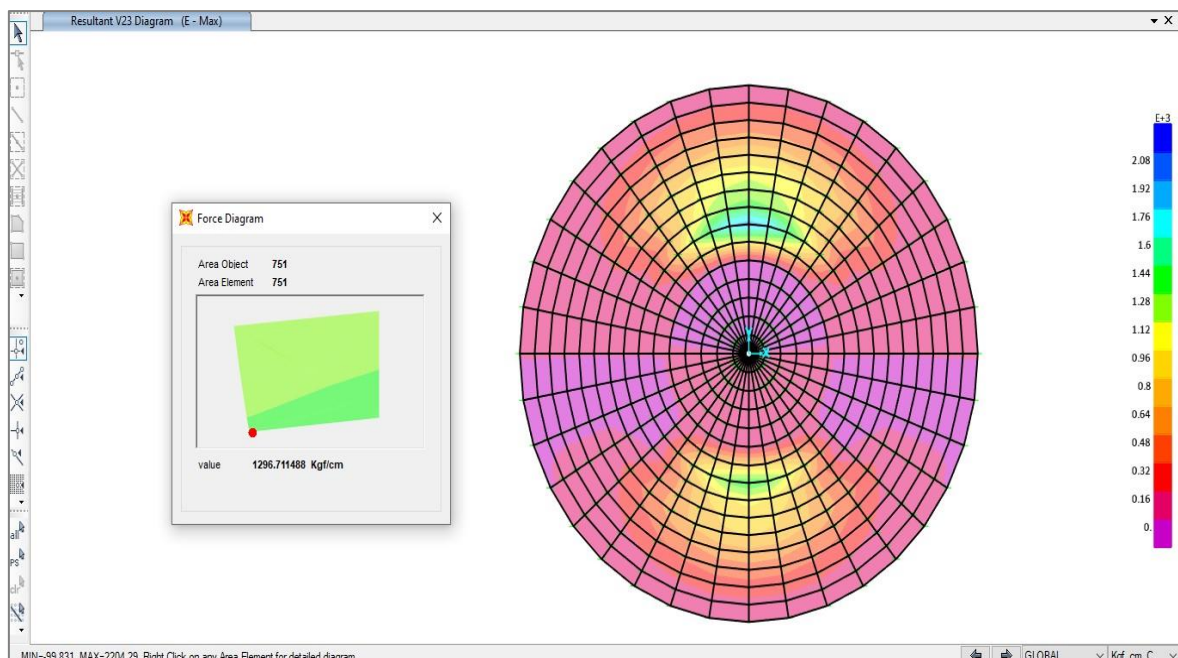


Figura 163: Cortante V23 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tramo 2 radio 4.00-6.50 m:

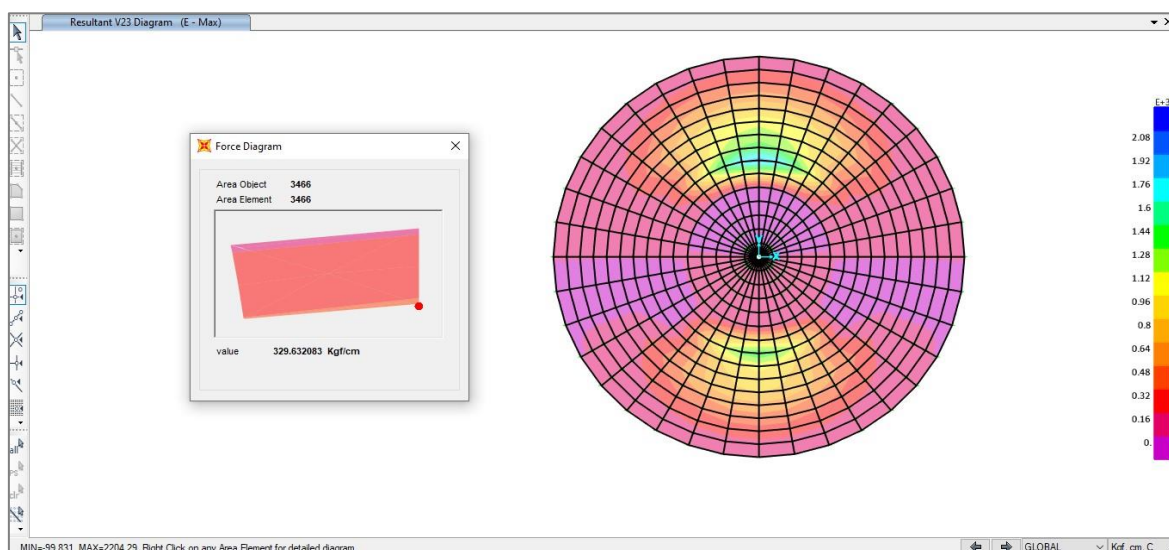


Figura 164: Cortante V23 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Se realiza la interacción de espesores en el programa, a fin de verificar que la resistencia del concreto a cortante sea mayor a la resistencia requerida:

$$\phi V_c > V_u$$

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d$$

$$d = e - d_c \quad \phi = 0.75$$

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Espesor de zapata:	e en cm
Tramo 1 radio 0.45-4.00m	e = 180 cm
Tramo 2 radio 4.00-6.50m	e = 50 cm
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	d en cm
Tramo 1 radio 0.45-4.00m	d = 175 cm
Tramo 2 radio 4.00-6.50m	d = 45 cm
Ancho de la sección de área:	$b_s = \text{ancho de la sección de área en cm.}$
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.75$ para cortante
Capacidad a cortante del concreto:	ϕV_c en kg
Cortante requerido:	V_u en kg extraído del programa SAP2000.

Capacidad a cortante del concreto tramo 1:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 80874.97 \text{ kg} \quad b_s = 69.29 \text{ cm}$$

Capacidad a cortante del concreto tramo 2:

$$\phi V_c = 2\phi\sqrt{f'_c} b_s \cdot d = 31812.69 \text{ kg} \quad b_s = 106 \text{ cm}$$

Tabla 118

Cortante V23 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm
751	751	Shell-Thin	3269	E	Combination	Max	1140.65
751	751	Shell-Thin	3304	E	Combination	Max	1170.29
751	751	Shell-Thin	3305	E	Combination	Max	1153.52
751	751	Shell-Thin	3270	E	Combination	Max	1121.9

Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Tabla 119

Cortante V23 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm
3466	3466	Shell-Thin	3444	E	Combination	Max	232.36
3466	3466	Shell-Thin	3479	E	Combination	Max	235.83
3466	3466	Shell-Thin	3480	E	Combination	Max	233.17
3466	3466	Shell-Thin	3445	E	Combination	Max	229.51

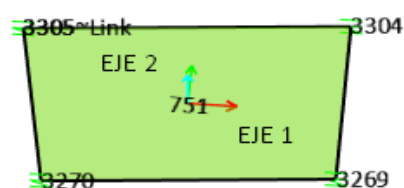
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae las cortantes del elemento área seleccionado y se calcula el Cortante requerido V_u , promediando los lados perpendiculares a la dirección de la fuerza.

Cortante requerido en la dirección 1:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{3304} + V_{3305}}{2} \right)$$

$$V_u = 80512.74 \text{ kg} \quad b_s = 69.29 \text{ cm}$$

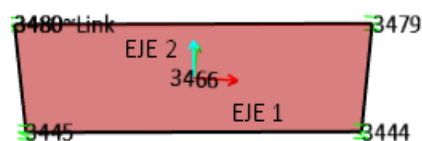


Cortante requerido dirección 2:

$$V_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{V_{3479} + V_{3480}}{2} \right)$$

$$V_u = 24857 \text{ kg} \quad b_s = 106 \text{ cm}$$

Se verifica $\phi V_c > V_u$



Entonces espesor de zapata tramo 1 $e = 180$ cm definitivo.

Entonces espesor de zapata tramo 2 $e = 50$ cm definitivo.

iv. Diseño de acero por flexión

Con el espesor variable de la zapata definido por la fuerza cortante, se calcula el acero de acuerdo al esfuerzo de momento por flexión calculado por la combinación de carga de envolvente (E).

a. Acero de refuerzo transversal

El acero de refuerzo transversal será calculado con el momento M22 que está de acuerdo a la dirección del eje local 2.

Datos	Valor
Resistencia del concreto:	$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
Esfuerzo de fluencia del acero:	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Espesor de zapata:	e en cm
Tramo 1 radio 0.00-4.00m	$e = 180 \text{ cm}$
Tramo 2 radio 4.00-6.50m	$e = 50 \text{ cm}$
Distancia centroide de refuerzo tracción:	$d_c = 5 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	d en cm
Tramo 1 radio 0.00-4.00m	$d = 175 \text{ cm}$
Tramo 2 radio 4.00-6.50m	$d = 45 \text{ cm}$
Ancho de la sección de área:	$b_s =$ ancho de la sección de área en cm.
Factor de reducción de resistencia:	$\phi = 0.90$ para flexión
Momento último:	M_u en kg.cm del programa SAP2000

Tramo 1:

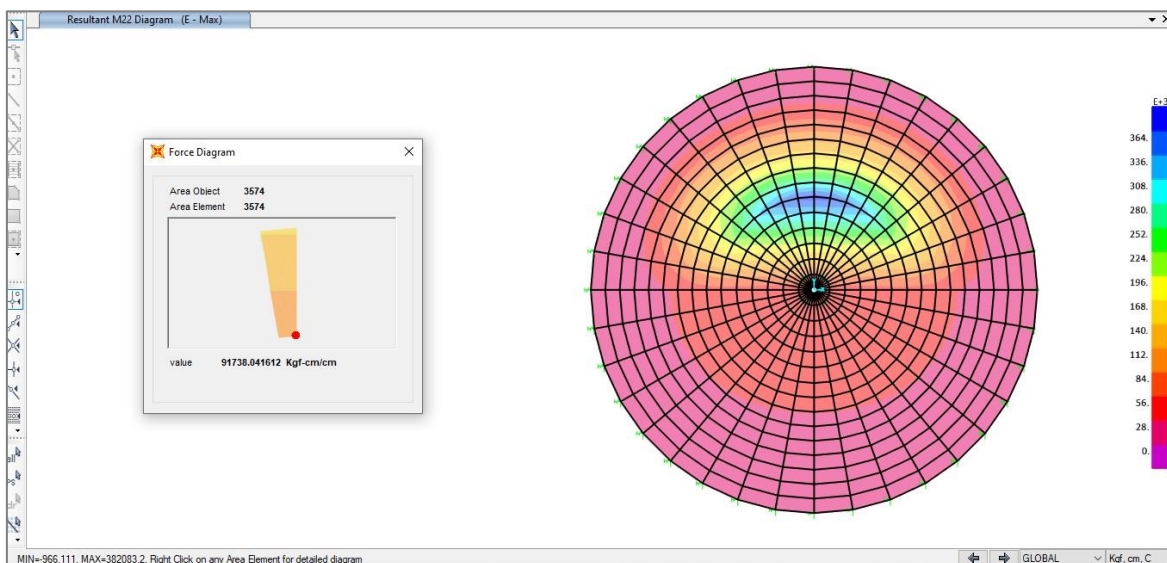


Figura 165: Momento M22 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 120

Momento M22 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells

Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
3574	3574	Shell-Thin	3549	E	Combination	Max	35731.6
3574	3574	Shell-Thin	3584	E	Combination	Max	62836.14
3574	3574	Shell-Thin	3585	E	Combination	Max	62112.04
3574	3574	Shell-Thin	3550	E	Combination	Max	35509.1

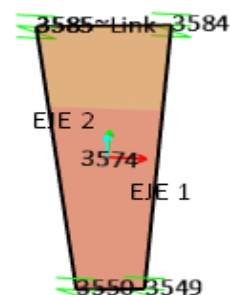
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M22, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último tramo 1:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{3549} + M_{3550}}{2} \right)$$

$$M_u = 280697.85 \text{ kg.cm} \quad b_s = 7.88 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 280697.85 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 1.163 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 4.14 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 3/4", $A_b = 2.84 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 5.41 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo 1:	Radio 0.45
Distribución acero transversal:	$1\emptyset 3/4" @ 5 \text{ cm cm}$ doble malla

Tramo 2:

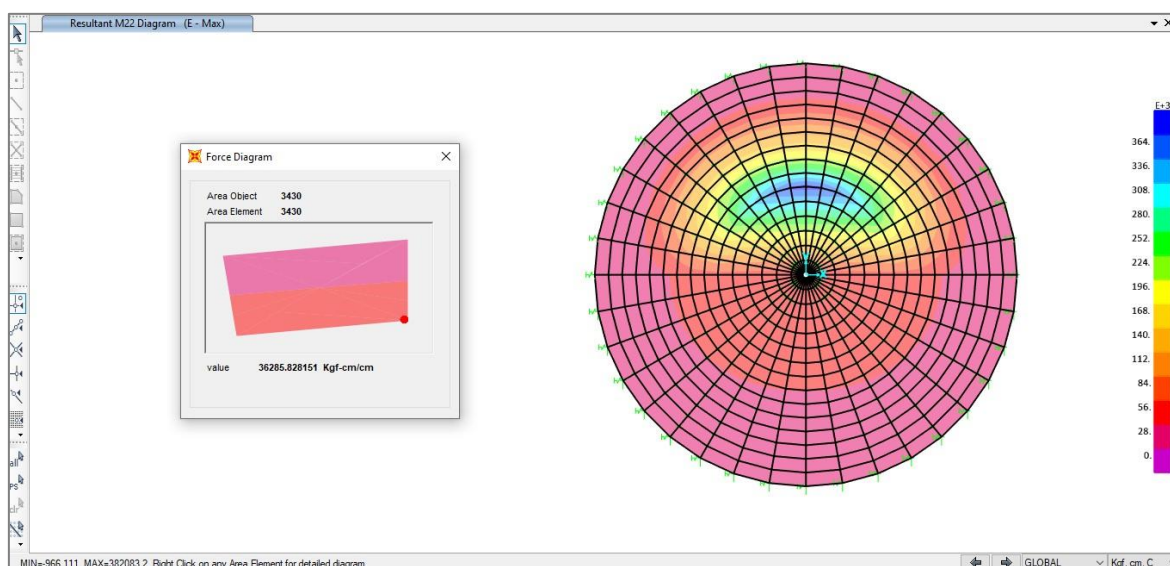


Figura 166: Momento M22 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 121

Momento M22 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
3430	3430	Shell-Thin	3409	E	Combination	Max	37805.94
3430	3430	Shell-Thin	3444	E	Combination	Max	17868.9
3430	3430	Shell-Thin	3445	E	Combination	Max	18578.81
3430	3430	Shell-Thin	3410	E	Combination	Max	38038.31

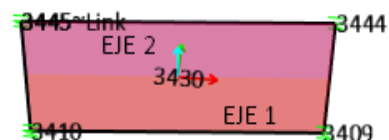
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 2 el momento M_{22} , promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último tramo 2:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{3409} + M_{3410}}{2} \right)$$

$$M_u = 3740439.66 \text{ kg.cm} \quad b_s = 98.63 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 3740439.66 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 1.24 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 13.32 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 3/4", $A_b = 2.84 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 21.04 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo 2:	Radio 6.50 m
Distribución acero vertical:	1Ø 3/4" @ 20 cm cm doble malla

b. Acero de refuerzo radial

El acero de refuerzo radial será calculado con el momento M_{11} que está de acuerdo a la dirección del eje local 1.

Tramo 1:

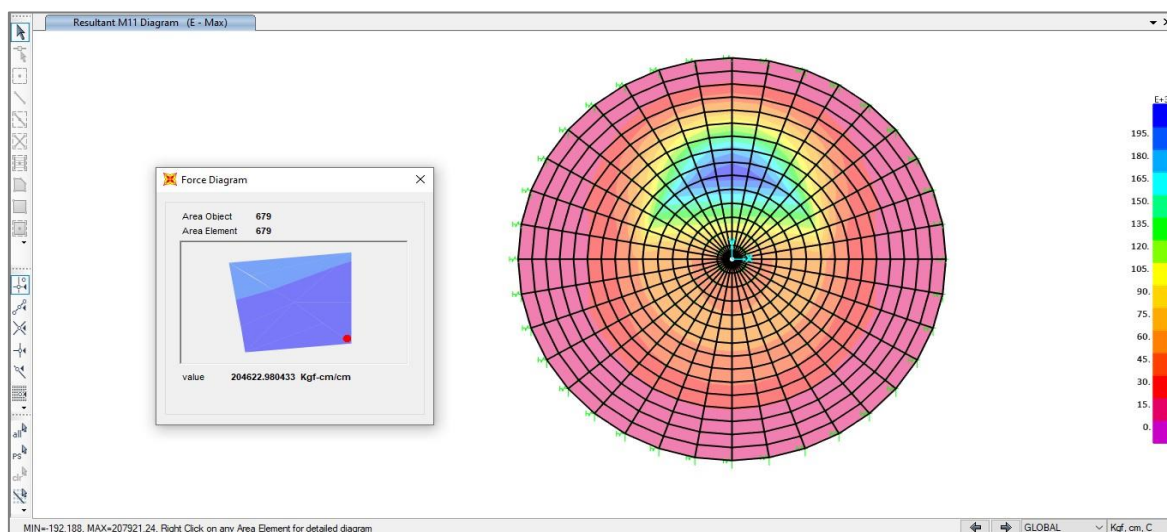


Figura 167: Momento M_{11} tramo 1 de la zapata - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 122

Momento M11 tramo 1 de la zapata - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
679	679	Shell-Thin	757	E	Combination	Max	207921.24
679	679	Shell-Thin	3234	E	Combination	Max	193998.12
679	679	Shell-Thin	3235	E	Combination	Max	188865.4
679	679	Shell-Thin	759	E	Combination	Max	204466.27

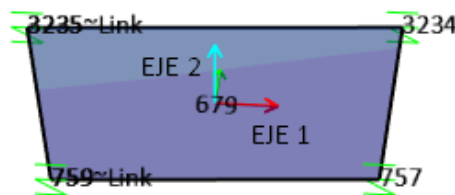
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último M_u , en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último tramo 1:

$$M_u/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{757} + M_{759}}{2} \right)$$

$$M_u = 9324081.60 \text{ kg.cm} \quad b_s = 45.22 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 9324081.60 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 6.73 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.003$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 22.16 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 1", $A_b = 5.10 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 10.41 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Tramo 1:	0.45 – 4.00 m
Distribución acero vertical:	1Ø 1" @ 10 cm cm doble malla

Tramo 2:

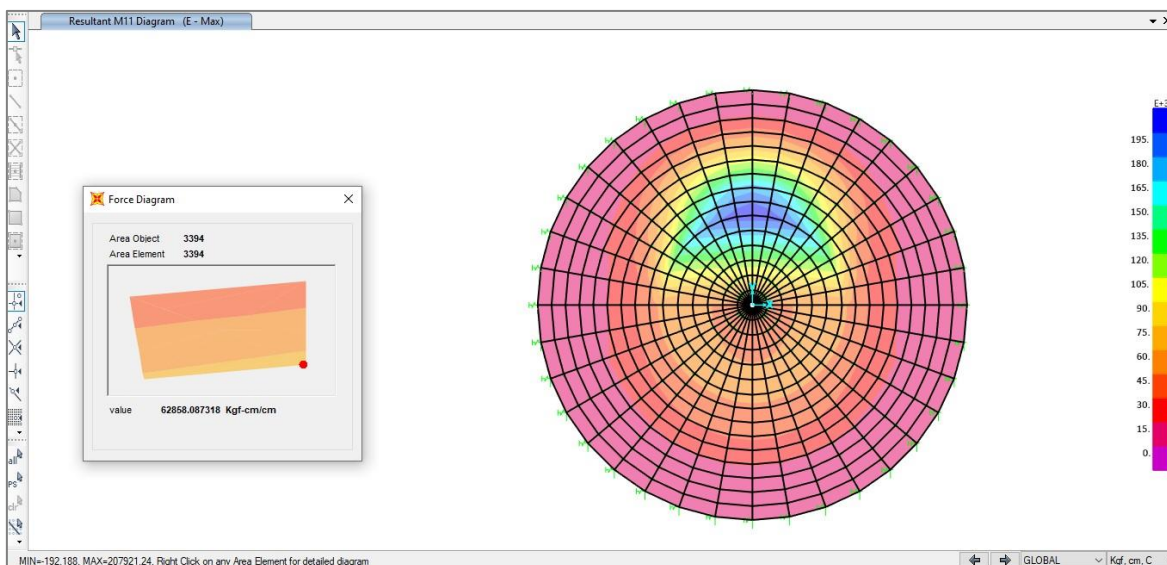


Figura 168: Momento M11 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Tabla 123

Momento M11 tramo 2 de la zapata - Tanque elevado.

TABLE: Element Forces - Area Shells							
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf-cm/cm
3394	3394	Shell-Thin	3374	E	Combination	Max	42202.38
3394	3394	Shell-Thin	3409	E	Combination	Max	35673.61
3394	3394	Shell-Thin	3410	E	Combination	Max	34467.34
3394	3394	Shell-Thin	3375	E	Combination	Max	41322.77

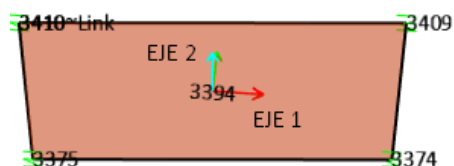
Fuente: Elaboración propia en SAP2000.

Se extrae los momentos del elemento área seleccionado y se calcula el Momento último Mu, en este caso de acuerdo a la dirección 1 el momento M11, promediando los lados perpendiculares a la dirección del momento.

Momento último tramo 2:

$$Mu/b_s = \text{promedio máximo} \left(\frac{M_{3409} + M_{3410}}{2} \right)$$

$$Mu = 1475765.59 \text{ kg.cm} \quad b_s = 42.08 \text{ cm}$$



Descripción	Cálculo
Momento último:	$M_u = 1475765.59 \text{ kg.cm}$
Esfuerzo del acero de refuerzo:	$R_u = 17.32 \text{ kg/cm}^2$
Cuantía del acero:	$\rho = 0.005$, $\rho_{\min} = 14/f_y = 0.003$
Se verifica cuantía:	$\rho \geq \rho_{\min}$
Área del acero de refuerzo:	$A_s = \rho b_s d = 9.06 \text{ cm}^2$
Acero escogido:	Acero 3/4", $A_b = 2.84 \text{ cm}^2$
Espaciamiento del acero:	$S = \frac{b_s \cdot A_b}{A_s} = 13.19 \text{ cm}$, $S_{\max} = 30 \text{ cm}$
Distribución acero vertical:	1Ø 3/4" @ 12.5 cm cm doble malla

2.2.6.9 Verificaciones

2.2.6.9.1 Verificaciones de la Cisterna

I. Verificación de deflexiones

El control de deflexiones es importante en el diseño de los elementos de la estructura, debido que un exceso en la deformación puede causar agrietamiento y afectar la funcionalidad de la estructura.

Para la deflexión de losa y muros el ACI 350-06 considera los límites de deflexión, en el cual la deformación máxima calculada no exceda el límite máximo admisible.

Se debe verificar que:

$$\delta_{\text{máx adm}} > \delta_{\text{máx}}$$

En losa:

Deflexión inmediata debido a la carga viva

$$\delta_{\text{máx adm-Losa}} = \frac{L}{360} \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx adm-Losa}} = \frac{L_{\text{menor}}}{360} = \frac{350 + 25}{360} = 1.04 \text{ cm}$$



Figura 169: Desplazamiento máximo de la losa de techo eje Z - cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

$$\delta_{\text{máx}} = 0.00692 \text{ cm}$$

Se verifica que:

$\delta_{\text{máx adm}} > \delta_{\text{máx}}$; por lo tanto, el espesor de losa con el refuerzo calculado es el adecuado.

En muro:

El ACI 350-06, la deflexión máxima debido a la carga de servicio.

$$\delta_{\text{máx adm-muro}} = \frac{L \text{ o } H}{150} \text{ cm}$$



Figura 170: Deformación máximo del muro - cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Para tener una deflexión más crítica se ha considerado la deformación máxima por envolvente la combinación (E).

$$\delta_{\text{máx adm-muro}} = \frac{H}{150} = \frac{330 + 12.5 + 7.5}{150} = 2.33 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx}} = 0.529 \text{ cm}$$

Se verifica que:

$\delta_{\text{máx adm}} > \delta_{\text{máx}}$; por lo tanto, el espesor de muro con el refuerzo calculado es el adecuado.

II. Verificación de esfuerzo admisible

La verificación del esfuerzo admisible se realiza mediante la combinación de carga de servicio, que considera el peso del tanque cisterna, el peso por carga viva aplicada y el peso del agua en el tanque.

Para este segundo análisis de la cimentación se toma en cuenta que la dimensión de la cimentación ha variado, por lo tanto, se debe verificar que las presiones producidas por las cargas de servicio no excedan la nueva capacidad neta admisible del suelo.

Capacidad de carga neta admisible: $q_{\text{neta-adm}} = 0.92 \text{ kg/cm}^2$

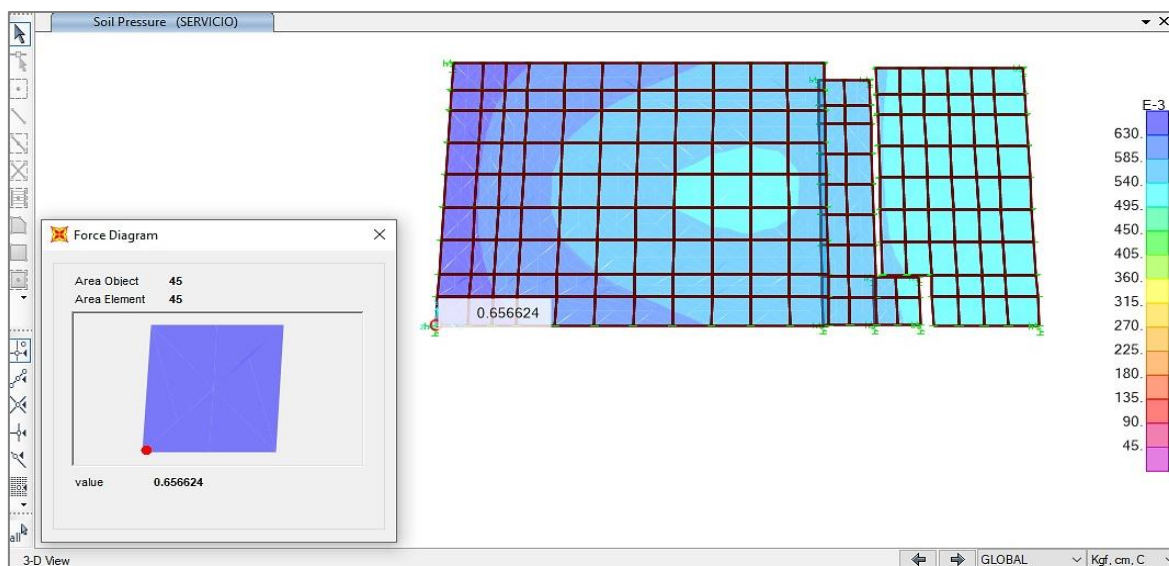


Figura 171: Restricciones en la base de la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

La figura N°171 muestra las presiones máximas calculadas luego de haber realizado un proceso interactivo de las dimensiones de los elementos de tal manera que se tenga valores de presiones de contacto menor a la capacidad neta admisible.

La presión máxima en el suelo para la combinación de carga de servicio:

$$q_{\text{máx}} = 0.656 \text{ kg/cm}^2$$

$q_{\text{neta-adm}} > q_{\text{máx}}$; por lo tanto, las dimensiones de la cimentación son las adecuadas.

III. Verificación de asentamiento diferencial y tolerable

El diseño de la cimentación del depósito se debe verificar que los asentamientos diferenciales sean mínimos, para evitar que se produzca agrietamientos. Los asentamientos diferenciales se caracterizan por la distorsión angular.

La norma RNE E.050 (2006), establece las distorsiones angulares para evaluar los asentamientos tolerables o límites de acuerdo al efecto de la estructura sobre la cimentación.

El asentamiento diferencial máximo:

Limite en la que no son admisible las grietas

$$\frac{1}{500} \geq \frac{\delta_d}{L} \quad \delta_d \leq \frac{L}{500}$$

El asentamiento inmediato, Bowles (1987) propone:

$$\delta_i = q_{\text{neta-adm}} \cdot B_c \frac{1 - \nu^2}{E_s} I_f$$

Datos	Valor
Asentamiento diferencial:	δ_d en cm.
Asentamiento inmediato:	δ_i en cm.
Capacidad neta admisible:	$q_{\text{neta-adm}} = 0.92 \text{ kg/cm}^2$.
Módulo de elasticidad del suelo:	$E_s = 800 \text{ kg/cm}^2$ por el tipo de suelo.
Ancho de la cimentación:	$B_c = 560 \text{ cm}$
Módulo de poisson del suelo:	$\nu_s = 0.25$ por el tipo de suelo.
Factor de forma:	$I_f = 1.20 \text{ cm/cm}$
Longitud entre ejes:	$L = 375 \text{ cm}$

El asentamiento diferencial máximo:

$$\delta_d \leq \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0.726 \text{ cm}$$

El asentamiento inmediato:

$$\delta_i = q_{\text{neta-adm}} \cdot B_c \frac{1 - \nu^2}{E_s} I_f = 0.71 \text{ cm}$$

Se verifica el asentamiento inmediato en el software mediante la combinación de carga por servicio (peso del tanque cisterna, el peso por carga viva aplicada y el peso del agua en el tanque); el cual, se compara con el asentamiento diferencial máximo o tolerable.



Figura 172: Asentamiento inmediato en la cimentación de la cisterna. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

El asentamiento inmediato (U_3) mediante software:

$$\delta_i = 0.35 \text{ cm}$$

Se verifica que en ninguno de los casos el asentamiento inmediato excede el límite de asentamiento diferencial.

$$\delta_d > \delta_i$$

Por lo tanto, el espesor de losa calculado es el adecuado.

IV. Verificación de flotabilidad

En el tanque cisterna se tomará en cuenta el efecto de la supresión o presión del agua exterior, debido que el nivel de agua freática se encuentra arriba del fondo del depósito, para evitar que la estructura se ladee.

La verificación de la flotación se realiza con el peso del tanque vacío que sea lo suficiente para resistir la presión del agua a nivel de fondo de la base, como se conoce la profundidad del nivel freático la presión se calcula basados en el principio de Arquímedes.

Se verifica que la fuerza resistente sea mayor a la fuerza de flotación:

$$F_R > F_F$$

Fuerza resistente

La fuerza resistente (F_R) igual al peso del tanque vacío (peso de la losa de techo, peso de los muros, peso de los cimientos, peso de la losa de fondo).

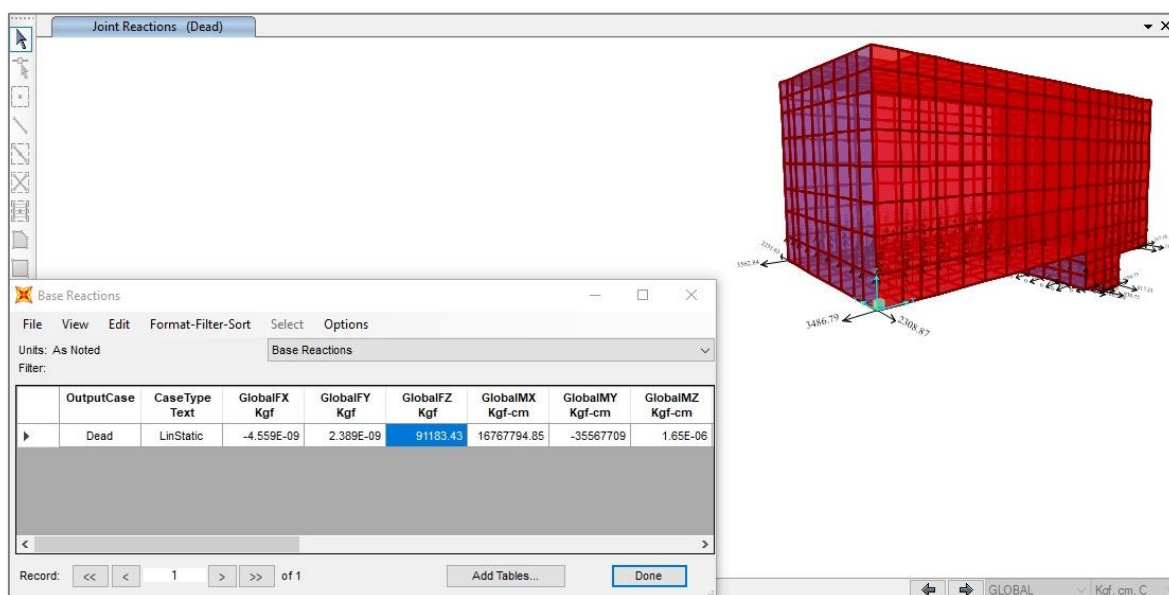


Figura 173: Peso del tanque cisterna vacío. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Fuerza de flotación

La fuerza de flotación o empuje de Arquímedes es producida por:

$$F_F = E_{Arq} = \gamma_w \cdot V_{sum} \quad V_{sum} = A \cdot h_{nf}$$

Coefficiente de seguridad

Contra la flotación del tanque es recomendable que se aplique un factor de seguridad no menor de 1.5

$$CS = \frac{F_R}{F_F} \geq 1.5$$

Datos	Valor
Fuerza resistente:	F_R en kg.
Fuerza de flotación:	F_F en kg.
Empuje de Arquímedes:	E_{Arq} en kg.
Peso específico del agua:	$\gamma_w = 1000$ kg/m ³
Volumen sumergido:	V_{sum} en m ³ .
Área de la base:	A en m ²
Altura nivel freático:	h_{nf} en m.
Coefficiente de seguridad:	$CS \geq 1.5$

$$V_{sum} = (4.9 \times 4 \times 0.25 + 2 \times 4.9 \times 0.7 \times 0.25 + 2.6 \times 0.7 \times 0.25 + 1 \times 4 \times 1.15 + 0.6 \times 0.5 \times 1 + 1.95 \times 4 \times 0.45 + 1.25 \times 0.4 \times 0.2 + 1.95 \times 0.4 \times 0.2 + 3.2 \times 0.4 \times 0.2) = 15.99 \text{ m}^3$$

$$F_F = E_{Arq} = \gamma_w \cdot V_{sum} = 1000 \times 15.99 = 15990 \text{ kg}$$

$$F_R = 91183.43 \text{ kg}$$

Se verifica $F_R > F_F$, la estructura no flota.

$$CS = \frac{F_R}{F_F} = \frac{91183.43}{15990} = 5.70 \geq 1.5$$

Por lo tanto, la geometría del tanque es satisfactorio en caso de que el tanque este vacío.

2.2.6.9.2 Verificaciones del Tanque elevado

I. Verificación de deflexiones

El control de deflexiones es importante en el diseño de los elementos de la estructura, debido que un exceso en la deformación puede causar agrietamiento y afectar la funcionalidad de la estructura. Para la deflexión en muros el ACI 350-06, considera los límites de deflexión, en el cual la deformación máxima calculada no exceda el límite máximo admisible.

Se debe verificar que:

$$\delta_{\text{máx adm}} > \delta_{\text{máx}}$$

En pared cilíndrica

El ACI 350-06, la deflexión máxima debido a la carga de servicio:

$$\delta_{\text{máx adm-muro}} = \frac{L \text{ o } H}{150} \text{ cm}$$

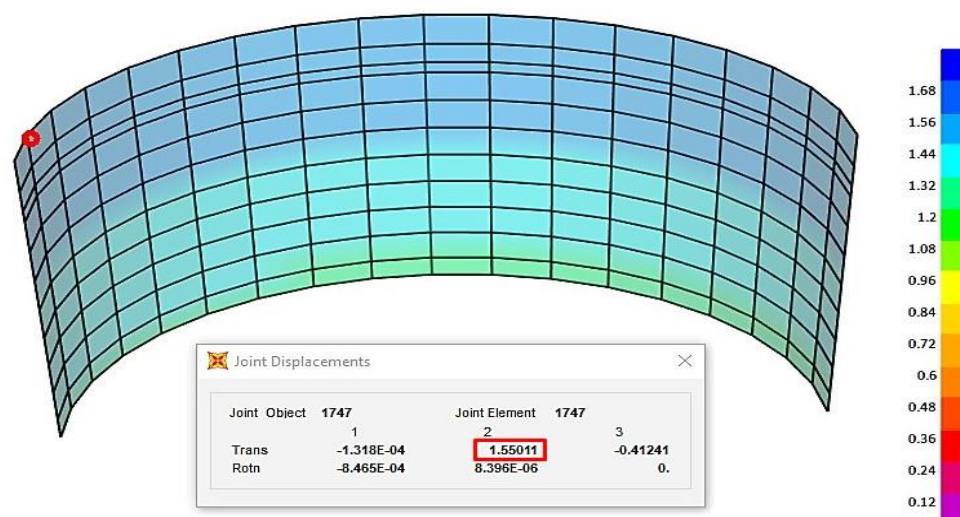


Figura 174: Deformación máxima del muro - Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Para tener una deflexión más crítica se ha considerado la deformación máxima por efecto de sismo, carga por servicio 2 (Servicio 2).

$$\delta_{\text{máx adm-muro}} = \frac{H}{150} = \frac{313.7}{150} = 2.25 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{máx}} = 1.55 \text{ cm}$$

$\delta_{\text{máx adm}} > \delta_{\text{máx}}$; por lo tanto, el espesor de muro con el refuerzo calculado es el adecuado.

II. Verificación de asentamiento diferencial y tolerable

El diseño de la cimentación del Tanque elevado se debe verificar que los asentamientos diferenciales sean mínimos, para evitar que se produzca agrietamientos. Los asentamientos diferenciales se caracterizan por la distorsión angular.

La norma RNE E.050 establece las distorsiones angulares para evaluar los asentamientos tolerables o límites de acuerdo al efecto de la estructura sobre la cimentación.

El asentamiento diferencial máximo:

Límite para cimentaciones circulares rígidas

$$\frac{1}{500} \geq \frac{\delta_d}{L} \quad \delta_d \leq \frac{L}{500}$$

El asentamiento inmediato, Bowles (1987) propone:

$$\delta_i = q_{\text{neta-adm}} \cdot B_c \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} I_f$$

Datos	Valor
Asentamiento diferencial:	δ_d en cm.
Asentamiento inmediato:	δ_i en cm.
Capacidad neta admisible:	$q_{\text{net-aadm}} = 0.76 \text{ kg/cm}^2$.
Módulo de elasticidad del suelo:	$E_s = 800 \text{ kg/cm}^2$ por el tipo de suelo.
Ancho de la cimentación:	$B_c = 1152 \text{ cm}$
Módulo de poisson del suelo:	$\nu_s = 0.25$ por el tipo de suelo.
Factor de forma:	$I_f = 88 \text{ cm/cm}$
Longitud entre ejes:	$L = 592.6 \text{ cm}$

El asentamiento diferencial máximo:

$$\delta_d \leq \frac{L}{500} = \frac{592.6}{500} = 1.19 \text{ cm}$$

El asentamiento inmediato:

$$\delta_i = q_{\text{net-aadm}} \cdot B_c \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} I_f = 0.907 \text{ cm}$$

Se verifica el asentamiento inmediato en el software mediante la combinación de carga por servicio (peso del tanque elevado, el peso por carga viva aplicada y el peso del agua en el tanque); el cual, se compara con el asentamiento diferencial máximo o tolerable.

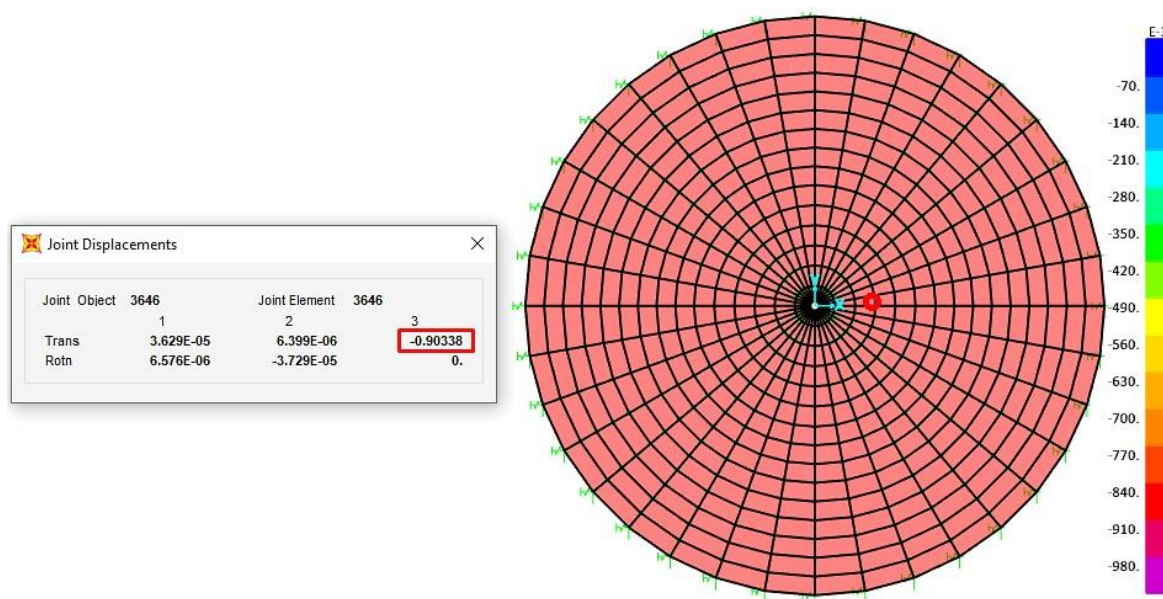


Figura 175: Asentamiento inmediato por carga de servicio en cimentación – Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

El asentamiento inmediato (U3) mediante software:

$$\delta_i = 0.903 \text{ cm}$$

Se verifica que en ninguno de los casos el asentamiento inmediato excede el límite de asentamiento diferencial.

$$\delta_d > \delta_i$$

Por tanto, el espesor de la cimentación calculado es el adecuado.

III. Verificación del borde libre

El desplazamiento vertical máximo por oleaje el agua debe ser tomada en cuenta para evitar que se generen presiones hidrodinámicas en el fondo del techo del tanque.

La aceleración horizontal del líquido que da lugar un sismo provoca un chapoteo u oleaje con un desplazamiento vertical de la superficie del agua.

El máximo desplazamiento vertical se calcula con la siguiente expresión:

$$d_{\text{máx}} = \frac{D}{2} ZUSC_C$$

Se debe verificar que el borde libre sea mayor o igual al desplazamiento máximo vertical.

$$BL \geq d_{\text{máx}}$$

$d_{\text{máx}}$ = Desplazamiento máximo vertical por oleaje (m).

$D = 3.837$ m diámetro interior del Tanque de almacenamiento.

$Z = 0.25$ factor de zona:

$U = 1.5$ factor de uso o importancia

$S = 1.2$ factor de suelo

$C_C = 0.33$ coeficiente de amplificación sísmica convectivo

$BL = 0.65$ m borde libre

Desplazamiento máximo vertical por oleaje:

$$d_{\text{máx}} = \frac{D}{2} ZUSC_C = 0.575 \text{ m}$$

Borde libre:

$$BL \geq d_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}}$$

Por lo tanto, la dimensi3n del borde libre del tanque cumple con la condici3n.

2.2.6.10 Análisis de estabilidad

2.2.6.10.1 Verificaci3n de volteo

La estabilidad por volteo, se revisa que el momento producido por las fuerzas horizontales actuantes, comparada con el momento resistente no ocasione un volcamiento de la estructura.

El factor de seguridad se expresa como:

$$FS_V = \frac{M_R}{M_V} \geq 1.5$$

Diseñando los elementos del Tanque elevado se obtiene la fuerza basal del agua, la fuerza basal en la base y el peso total del Tanque elevado lleno.

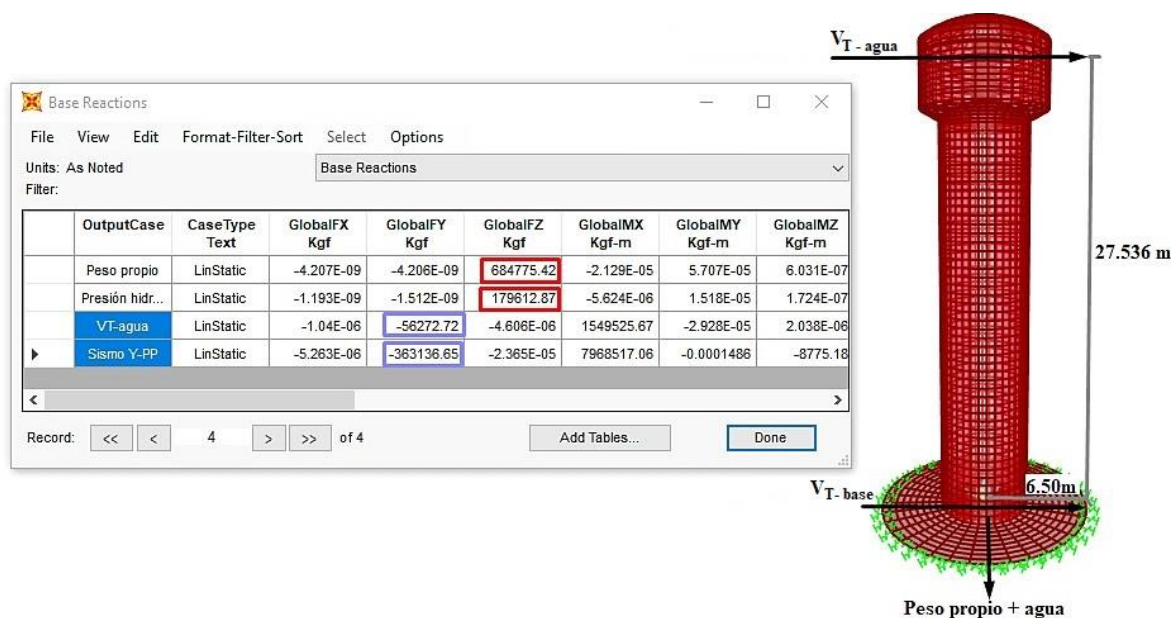


Figura 176: Fuerzas horizontales y fuerza resistente – Tanque elevado. (Fuente: Elaboraci3n propia en SAP2000).

Momento resistente y volteo:

$$M_R = (684775.42 + 179612.87) (6.50) = 5618523.885 \text{ kgf-m}$$

$$M_v = (56272.72) (27.536) + (363136.65) (1.80) = 2203171.588 \text{ kgf-m}$$

Factor de seguridad:

$$FS_v = 2.55 \geq 1.5 \text{ es correcto.}$$

2.2.6.10.2 Verificación por deslizamiento

La estabilidad por deslizamiento, se debe equilibrar las fuerzas horizontales externas y la fuerza de rozamiento entre la estructura y el terreno de cimentación.

$$\mu = \tan\phi = \frac{F_R}{\text{Peso tanque}} \quad F_R = \mu (\text{Peso tanque})$$

$$\phi = \text{Ángulo de fricción } 32^\circ$$

El factor de seguridad se expresa como:

$$FS_d = \frac{F_R}{F_D} \geq 1.25$$

Diseñado los elementos del Tanque elevado se obtiene la fuerza sísmica total final y el peso total del Tanque elevado lleno.

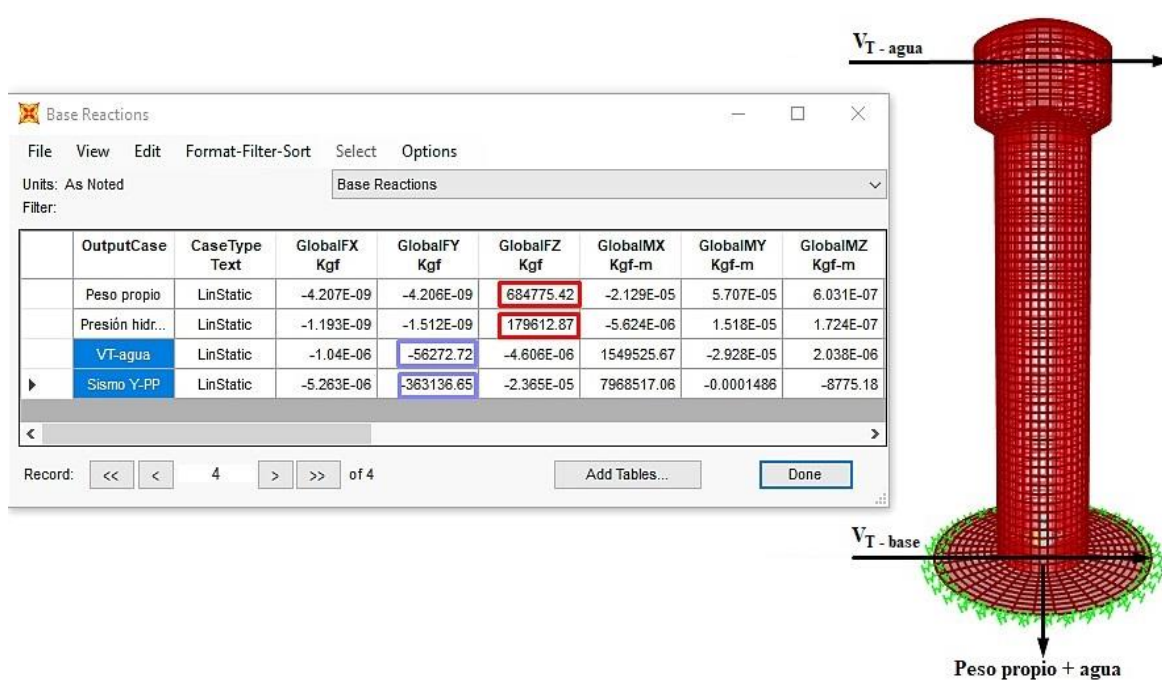


Figura 177: Fuerzas horizontales y Peso del Tanque – Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

Factor de seguridad:

$$FS_d = \frac{\text{Tan}32 (684775.42 + 179612.87)}{56272.72 + 363136.65} \geq 1.25 \text{ es correcto}$$

2.2.6.10.3 Verificación de esfuerzo admisible

La verificación del esfuerzo admisible se realiza mediante las combinaciones de carga de servicio, que considera el peso del tanque elevado, el peso por carga viva aplicada, el peso del agua en el tanque, la carga del sismo.

Para este segundo análisis de la cimentación se toma en cuenta que la dimensión y espesor de la cimentación ha variado; por lo tanto, se debe verificar que las presiones producidas por las cargas de servicio no excedan la capacidad neta admisible del suelo, así mismo verificar que en toda la cimentación se produzca compresión del terreno para que no se levante.

Para la carga de servicio, D+L+F:

Capacidad de carga neta admisible: $q_{\text{neta-adm}} = 0.76 \text{ kg/cm}^2$

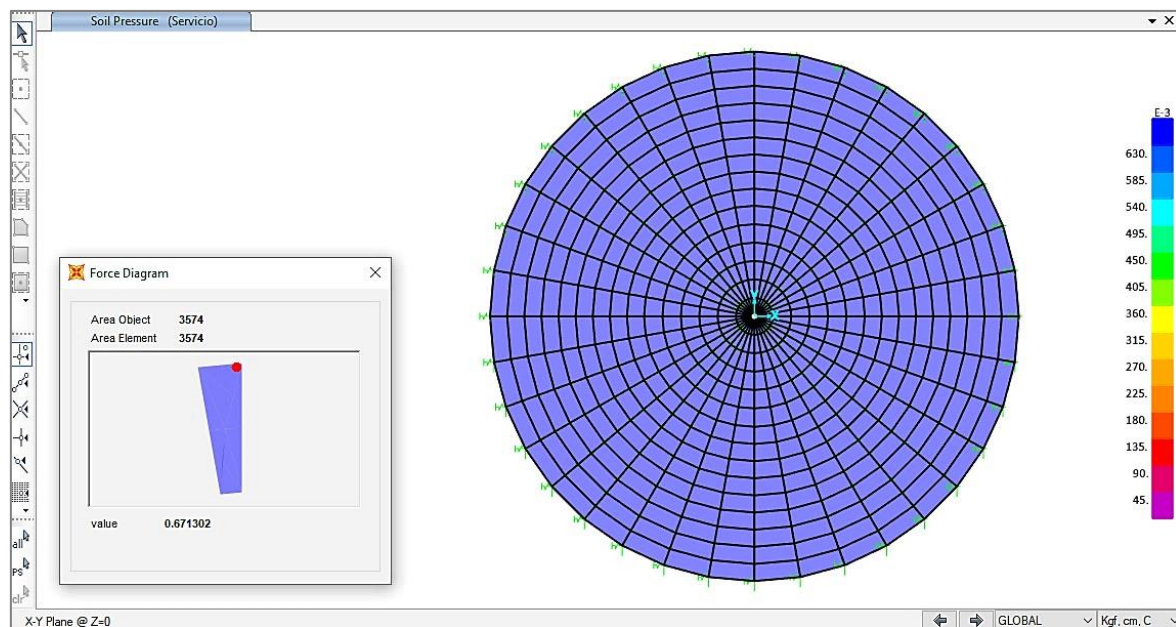


Figura 178: Presión máxima en el suelo por carga de servicio – Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

$$q_{\text{máx}} = 0.671 \text{ kg/cm}^2$$

$q_{\text{neta-adm}} > q_{\text{máx}}$, para el primer caso de carga, la dimensión de la cimentación es el adecuado.

Para la carga de servicio 2, D+0.7L+F+0.525E:

Capacidad de carga neta admisible sísmica:

$$q_{\text{net-aadm sis}} = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

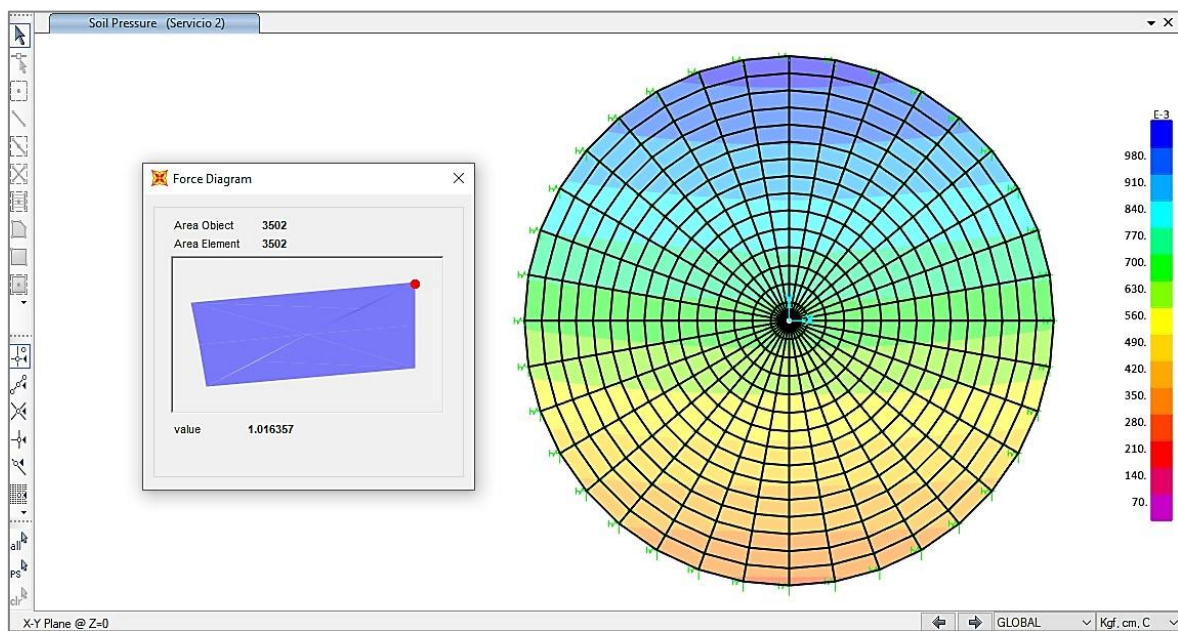


Figura 179: Presión máxima en el suelo por carga de servicio 2 – Tanque elevado. (Fuente: Elaboración propia en SAP2000).

$$q_{\text{máx}} = 1.016 \text{ kg/cm}$$

$q_{\text{net-aadm sis}} > q_{\text{máx}}$, para el segundo caso de carga, la dimensión de la cimentación es el adecuado.

Las figuras N°178, N°179 muestran las presiones máximas calculadas luego de haber realizado un proceso interactivo de las dimensiones, de los elementos de tal manera que se obtenga valores de presiones de contacto menores a la capacidad neta admisible. Se verifica que toda la cimentación está comprimiendo el suelo.

Para ambos casos la capacidad neta admisible del suelo es mayor a la presión máxima en el suelo producida por las cargas de servicio, por lo tanto, las dimensiones determinadas para la zapata son las indicadas.

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Población de diseño

La población de diseño se ha determinado en función al método analítico, se identificó el método aritmético por ser valor promedio entre los métodos, así mismo, se verifica lo recomendado por la Norma técnica para poblaciones de zona rural el método aritmético.

Se obtiene una población diseño para un periodo de 20 años $P_d = 1509$ hab, con tasa de crecimiento promedio anual $r = 1.18\%$. En el gráfico se muestran las curvas de estimación poblacional, método geométrico, aritmético y parabólico de 2do grado.

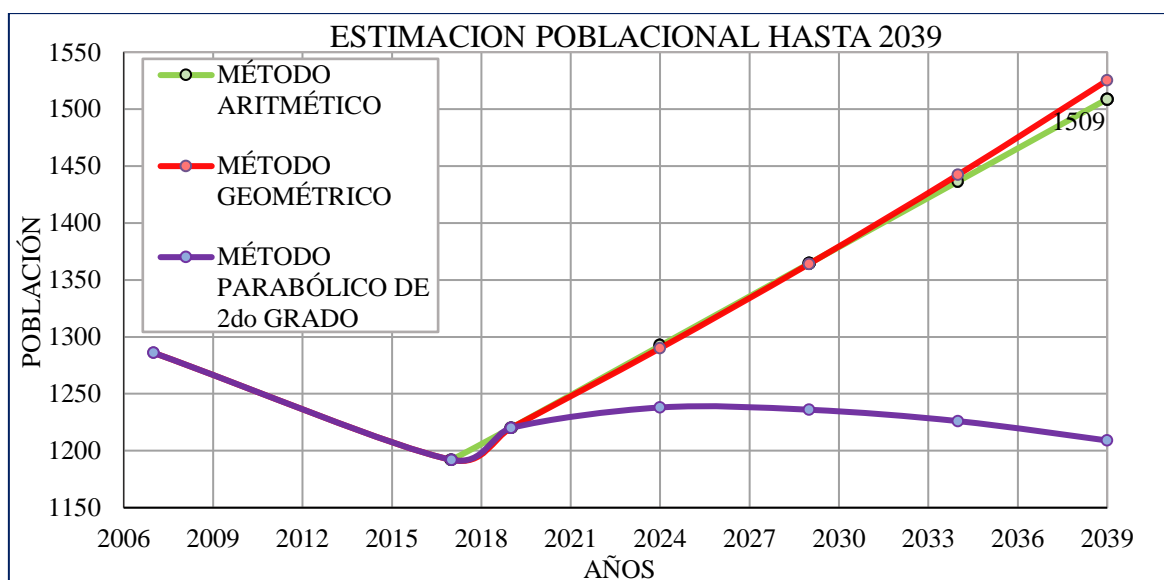


Figura 180: Curva de estimación poblacional hasta el año 2039 según métodos. (Fuente: Elaboración propia).

3.2 Demanda de agua potable

Tabla 124

Demanda de agua potable.

	Dotación		Consumo		Caudales de diseño			
	Instituciones educativas		Domestico	Estatal	Q_p	Q_{md}	Q_{mh}	
Domestico	Inicial, primaria	Secundaria						
	100 l/hab.d	20 l/hab.d	25 l/hab.d	1.747 l/s	0.12 l/s	1.867 l/s	2.427 l/s	3.734 l/s

Fuente: Elaboración propia.

Se obtiene los consumos de acuerdo a las dotaciones asumidas indicados por la Norma técnica para zona tipo rural, debido que no se realizó un estudio detallado de la dotación diaria. El consumo estatal encontrado demuestra la realidad del tipo de consumo por vivienda de la localidad, siendo un estudio más detallado y preciso.

El caudal promedio diario anual Q_p igual al consumo doméstico más el estatal; el cual, los coeficientes de variación de consumo k_1 y k_2 se asume de acuerdo a la Norma técnica para zona tipo rural al no contar con registro de información.

3.3 Fuente de abastecimiento de agua

El abastecimiento de la fuente de agua para el proyecto, se realizará mediante empalme con la tubería existente con una tee con reducción de 8" a 4" y de 4" a 3"; el cual, se demuestra que el caudal proveniente del reservorio de 250m³ existente es de 30 l/s mayor al caudal máximo diario $Q_{md} = 2.427$ l/s requerido para la línea de conducción del proyecto; sin embargo, no se cuenta con la continuidad del suministro y las horas mínimas de servicio.

El agua captada cumple con las condiciones de calidad para consumo humano, que deriva del reservorio existente de 250m³ ubicado en la parte alta de la provincia de Picota.

Tabla 125

Comparativo caudal máximo diario – diámetro, existente y proyecto.

	Existente	Proyecto
Caudal máximo diario	$Q_{md} = 30$ l/s	$Q_{md} = 2.427$ l/s
Diámetro de tubería	D = 200 mm	D = 90 mm

Fuente: Elaboración propia.

3.4 Volumen de los reservorios

3.4.1 Volumen de almacenamiento de cisterna

Diseñada para almacenar el agua durante las horas de descanso del bombeo, es decir, 6 horas. La cisterna con capacidad de almacenamiento de 55 m³ de agua potable que estará ubicada entre la fuente de captación y el tanque elevado. Se proyecta el tanque cisterna por la necesidad de compensar las variaciones de consumo y mantener almacenada cierto volumen de agua.

El sistema de bombeo al tanque elevado es de 12 horas al día de acuerdo a las recomendaciones indicadas por la Norma técnica para zona rural; con un caudal de bombeo de $Q_b = 4.854$ l/s.

3.4.2 Volumen de almacenamiento de tanque elevado

El volumen de almacenamiento del tanque elevado con capacidad de almacenamiento de 150 m³, incluye 4 volúmenes, volumen de regulación, de reserva, de incendio, de funcionamiento, este último aplicado en diferentes países como Brasil y Venezuela.

El volumen de regulación en función a las horas de bombeo, no se considera volumen contra incendio debido que la población es menor de 10 000 habitantes de acuerdo a la Organización Panamericana de la Salud. El volumen de reserva en caso de interrupciones se considera proporcional al tiempo de paralización del sistema, para el caso se asume 2 horas. El volumen de funcionamiento es el volumen muerto para permitir que las tuberías se encuentren siempre sumergidas por funcionalidad.

El volumen de almacenamiento diseñada para brindar el servicio de 12 horas al día; mediante el tanque elevado almacenar este volumen para la continuidad del abastecimiento de agua potable y corregir las presiones mínimas que existen en la red.

Tabla 126

Volumen de almacenamiento del Tanque elevado.

Tipo de volumen	Volumen
Volumen de regulación	95 m ³
Volumen contra incendio	00 m ³
Volumen de reserva	35 m ³
Volumen de funcionamiento	20 m ³
Volumen de almacenamiento	150 m³

Fuente: Elaboración propia.

3.5 Resultados de la red de distribución

Al realizar el modelamiento hidráulico de la red existente y proyectado, de acuerdo al trazo de las tuberías ya instaladas se verifica que la red existente tiene grandes diámetros, presenta incongruencia debido que tiene diámetros muy grandes para una población pequeña, se tiene

conocimiento que una gran población requiere mayor caudal y por ende mayores diámetros, una población pequeña menor caudal y menores diámetros.

Se compara la nueva red de distribución proyectada con longitud de tubería 7088.25 m y el existente según detalle:

Tabla 127

Cuadro comparativo de tubería de red existente y nuevo proyecto.

Proyecto	Diámetro	Clase de material	Longitud	Longitud total
Existente	DN 63 mm	PVC-UF clase 7.5	5987.49 m	6403.71 m
	DN 110 mm	PVC-UF clase 7.5	416.22 m	
Nuevo	DN 33 mm	PVC-U clase 10	4113.85 m	7088.25 m
	DN 63 mm	PVC-UF clase 7.5	2974.40 m	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 128

Modificación de diámetro de tubería existente a nuevo proyecto.

Tramo	Diámetro (mm)	
	Red existente	Red Nueva
T-2	110	63
T-3	110	63
T-4	110	63
T-5	110	63
T-6	63	63
T-7	63	33
T-8	63	63
T-9	63	63
T-10	63	63
T-11	63	63
T-12	63	33
T-13	63	63
T-14	--	33
T-15	--	33
T-16	63	33
T-17	--	33
T-18	63	33
T-19	63	33
T-20	63	33

T-21	63	33
T-22	63	63
T-23	63	33
T-24	63	63
T-25	63	33
T-26	63	63
T-27	63	33
T-28	63	33
T-29	63	33
T-30	63	33
T-31	63	33
T-32	63	33
T-33	--	33
T-34	63	33
T-35	63	33
T-36	63	33
T-37	63	33
T-38	63	63
T-39	63	63
T-40	63	33
T-41	63	63
T-42	63	33
T-43	63	33
T-44	63	33
T-45	63	33
T-46	63	63
T-47	63	63
T-48	63	63
T-49	63	63
T-50	63	63
T-51	63	63
T-52	63	63
T-53	63	63
T-54	63	63
T-55	63	33
T-56	63	33
T-57	63	33
T-58	63	33
T-59	63	33
T-60	63	63
T-61	63	63
T-62	63	33

Fuente: Elaboración propia.

La red existente tiene un 60% de modificaciones del diámetro de la tubería, debido que no cumplía con las solicitudes de diseño. Se considera una ampliación de tubería de 684.54 m de longitud y diámetro de 33mm PVC-C10 considerado en las calles sin tuberías, de acuerdo al cálculo hidráulico proyectado a 20 años.

La nueva red garantiza las presiones y velocidades mínimas exigidas por la norma técnica, con diámetros de acorde a su población de diseño descritos en las tablas 52 y 53; en cuanto a las velocidades menores al permisible 0.6 m/s, se justifica debido que presenta diámetros mínimos para un caudal pequeño; por el cual, se proyecta válvulas de purga en las zonas más bajas según la topografía; el valor se compensa con las buenas presiones de servicio. Las válvulas de control proyectadas con el fin de aislar un tramo o sector de la red en caso de reparaciones.

3.6 Altura del Tanque elevado

La altura de 20 m del fuste del tanque elevado, medido desde el nivel del terreno hasta el fondo de losa e intersección con la viga de fondo, está determinado mediante el modelamiento y cálculo hidráulico de la red.

La altura definida garantiza las presiones y velocidades mínimas en la red de distribución. El valor obtenido es acorde a la realidad al considerarse la interacción de toda la red proyectada a un periodo de diseño de 20 años.

Tabla 129

Valores en la red de acuerdo a la altura del Tanque elevado.

Tanque elevado		Red de distribución proyectado		
Altura de fuste	Velocidad mínima	Velocidad máxima	Presión mínima	Presión máxima
20 m	0.02 m/s	1.20 m/s	13.43 mca	18.89 mca

Fuente: Elaboración propia.

3.7 Conexiones domiciliarias

Cada lote constará de una conexión domiciliaria de agua potable con tubería de PVC clase 10, tendrán el diámetro mínimo de 1/2" conectados a la red, con un total de 360 conexiones de agua a lo largo de la red en el año cero 2019 y un total de 445 conexiones proyectadas hasta el año 2039. Las conexiones domiciliarias de agua potable estarán ubicadas frente a la vivienda y próximo al ingreso principal.

Tabla 130*Lotes y conexiones domiciliarias en el año 2019 y proyectadas.*

Lotes y Conexiones domiciliarias						
MZ	Lotes x MZ	Lotes habitados	Lotes vacíos	Lotes habitados - CNX AP	Lotes habitados - CNX AP Proyección	Lotes deshabitados - SIN CNX AP
P1	3	2	1	-	2	-
O1	4	3	1	-	3	-
Q1	2	2	0	-	-	2
N1	1	1	0	-	-	1
Ñ1	5	2	3	-	2	-
J1	14	10	4	-	10	-
K1	19	12	7	1	11	-
L1	21	14	7	-	14	-
H1	18	9	9	1	8	-
I1	21	18	3	1	16	1
D1	21	19	2	2	17	-
E1	20	19	1	4	15	-
F1	9	8	1	-	8	-
Z	20	17	3	-	17	-
S	12	7	5	-	7	-
SA	8	5	3	-	5	-
B	8	8	0	7	1	-
C	7	6	1	4	2	-
D	17	16	1	12	4	-
E	4	4	0	2	2	-
EA	2	1	1	1	-	-
F	3	0	3	-	-	-
G	13	11	2	9	2	-
H	24	23	1	9	14	-
I	4	4	0	4	-	-
J	6	6	0	6	-	-
K	17	15	2	3	12	-
L	14	11	3	1	10	-
M	9	7	2	6	1	-
N	2	2	0	2	-	-
Ñ	1	1	0	-	-	1
O	6	6	0	1	5	-
P	16	14	2	2	12	-
Q	16	16	0	3	13	-
R	4	3	1	1	2	-
T	10	10	0	1	9	-
U	6	6	0	-	6	-
V	6	3	3	1	2	-
X	9	8	1	1	5	2
X1	6	4	2	-	4	-
X2	1	1	0	-	-	1
Y	10	7	3	-	7	-
A1	16	12	4	-	12	-
B1	6	3	3	-	3	-
C1	4	4	0	-	3	1
Sub total	445	360	85	85	266	9
Total	445	445			360	

Fuente: Padrón de beneficiarios elaborado, 2019. (Elaboración propia).

3.8 Análisis y diseño estructural de cisterna

El dimensionamiento de la estructura de acuerdo a las recomendaciones de forma del ACI350.3-06 (2006), simplifica el análisis mediante la relación equivalente y permite cumplir con los parámetros de geometría.

La cisterna al ser una estructura semienterrada con el 15% de la estructura superficialmente, la masa inercial expuesta con una carga sísmica no repercute en gran medida en la estructura.

La condición de carga más crítica que estará expuesta el tanque cisterna durante su vida útil, determina las combinaciones de carga y se obtiene las solicitaciones máximas de esfuerzos.

La cisterna semienterrada expuesta a una condición ambiental severa; el cual, estará siempre en contacto con el suelo y el agua, el factor de durabilidad aplicado incrementa la resistencia y evita el agrietamiento.

La idealización de los apoyos de la estructura mediante restricciones con resortes permite que el suelo tenga un comportamiento flexible; de manera que, la cimentación de la estructura tiene un desplazamiento vertical; de la misma forma, en el plano X, Y para un desplazamiento horizontal despreciable al estar semienterrado.

La cisterna en su condición más crítica por tanque vacío y considerando posible prueba hidráulica, mediante la combinación de carga por envolvente, se obtiene elementos sometidos a esfuerzos de flexión y tensión, siendo el de flexión el que mayores esfuerzos presenta, con el cual, se diseña el acero; en cambio, el espesor está definido mediante la fuerza cortante que es la fuerza interna en el elemento.

La cimentación diseñada aplicando el módulo de Balasto; considera los parámetros del suelo y la geometría de la cimentación, permite una interacción suelo – cimentación y se obtiene presiones de contacto cercanos a la realidad, con capacidad neta admisible de 0.88 kg/cm². Se verifica que el suelo se está comprimiendo.

Las verificaciones realizadas de asentamiento, esfuerzo admisible, estabilidad, deflexión, flotabilidad, siendo este último muy importante en las zonas con presencia de nivel freático; la estructura cumple con las solicitaciones y garantiza su vida útil.

Tabla 131

Resultados del diseño estructural de Cisterna.

Zona	Elemento	Diseño de espesor						Diseño de acero					
		Por cortante						Por flexión					
		b _s (cm)	e (cm)	d (cm)	f'c (kg/cm ²)	Vu (kg)	ØVc (kg)	Mu (kg.cm)	Ru (kg/cm ²)	ρ	As (cm ²)	Tramo (m)	Distribución de acero (cm)
Tanque	Muro exterior							Acero vertical doble malla					
								441739.35	22.65	0.006	6.19	5/8"@ 15	
								Acero horizontal doble malla					
		48.75	25	20	280	6045.73	6052.59	296183.25	16.44	0.0045	4.08	1.00- 2.40	1/2"@ 15
							Acero horizontal doble malla						
							266650.10	12.91	0.0035	3.64	0.00- 1.00- 2.40- 3.30	1/2"@ 15	
							Acero vertical doble malla						
							126678.71	6.88	0.003	2.76	1/2"@ 15		
							Acero horizontal doble malla						
							291550.00	15.08	0.004	4.00	1.00- 2.40	1/2"@ 15	
						Acero horizontal doble malla							
						288056.27	13.95	0.0038	3.94	0.00- 1.00- 2.40- 3.95	1/2"@ 15		
						Acero transversal y longitudinal doble malla							
						214030.05	10.98	0.003	2.93	1/2"@ 20			
						113527.77	6.17	0.003	2.76	1/2"@ 20			

Zona	Elemento	Diseño de espesor						Diseño de acero				
		Por cortante						Por flexión				
Tanque	Cimiento	46	50	45	280	7106.08	13805.51	Acero longitudinal doble malla				
								221124.15	3.64	0.003	4.05	1/2"@ 10
								Acero transversal doble malla				
								191071.80	2.36	0.003	5.40	1/2"@ 10
Caseta de bombeo	Muro exterior	31.25	20	15	280	1026.56	3126.25	Acero vertical doble malla				
								36748.02	3.55	0.003	2.07	1/2"@ 25
								Acero horizontal doble malla				
								32261.88	3.15	0.003	2.05	0.00-4.25
Tanque y caseta	Losa de fondo	46	20	15	280	2447.20	6135.78	Acero transversal y longitudinal doble malla				
								35517.75	3.43	0.003	2.07	1/2"@ 25
								12269.89	1.68	0.003	1.46	1/2"@ 25
								Acero longitudinal doble malla				
Tanque y caseta	Cimiento	46	40	35	280	1254.42	10737.62	Acero longitudinal doble malla				
								19891.60	0.40	0.003	4.20	1/2"@ 10
								Acero transversal doble malla				
								28443.45	0.77	0.003	3.15	1/2"@ 10
Tanque y caseta	Losa de techo	48.75	15	10	280	498.225	3251.30	Acero transversal y longitudinal doble malla				
								19726.20	4.05	0.003	1.46	3/8"@ 25
								10314.58	2.24	0.003	1.38	3/8"@ 25

Fuente: Elaboración propia.

3.9 Análisis sísmico y diseño estructural de Tanque elevado

El dimensionamiento del tanque de 150 m³ de acuerdo a lo planteado por Intze, una losa de fondo de forma abovedado, uno cónico y el otro tronco cónico; se obtiene esfuerzos a tensión y en poca medida a flexión; teniendo como resultado espesores mínimos de los elementos.

Se determina el fuste del tanque elevado tipo cilíndrico, aplicado por tener un volumen considerable y mejor comportamiento estructural de acuerdo a los antecedentes; se comporta semi rígido ante la carga lateral sísmica al tener un desplazamiento menor al permisible.

Se determina el análisis sísmico mediante la relación equivalente de forma H/D del ACI350.3-06 (2006), que aplica las expresiones propuestas por Housner.

Se contempla la aplicación del análisis estático de acuerdo a lo indicado por la norma E.030, debido que cumple los requisitos; así mismo, se obtiene valores más conservadores al considerar el 100% de la participación de la masa, a diferencia de un análisis sísmico dinámico que debe participar por lo menos un 90%.

El uso de diafragmas en altura, idealiza un modelo de masas concentradas comúnmente utilizado, si se requiere un análisis dinámico, el modal es válido; al ser una estructura tipo péndulo invertido de un solo grado de libertad, los mayores porcentajes de participación de masa están en los 2 primeros modos de vibración, que permite calcular la fuerza de diseño.

Se verifica un 95.3% de participación de masa de acuerdo al análisis modal, siendo mayor al 90% estipulado por la norma E.030, obtenido mediante 12 modos de vibración. Los dos primeros modos de vibración son exactamente iguales por ser una estructura simétrica. El primer modo tiene una participación de masa del 55.7% que representa a la masa convectiva y el segundo modo tiene un 78.9% que representa a la masa impulsiva.

Los periodos en la dirección X e Y son iguales, esto se debe al tipo de estructura, siendo el primer y segundo periodo fundamental $T_1 = 0.3835$ s, $T_2 = 0.0843$ s.

De acuerdo al estudio, con el volumen de llenado máximo del tanque en función a la geometría calculada, la ubicación de los centros de gravedad de las masas impulsiva y convectiva se encuentran cercanas; por el cual, se ubican en un solo punto e idealiza el tanque elevado como una sola masa concentrada en la parte superior.

El 54.61% del líquido es excitado en modo impulsivo y el 45.39% es excitado en modo convectivo. La masa impulsiva más convectiva es 2% menor que la masa del líquido total.

Se tiene un peso total de la estructura sin la cimentación de 451425.62 kg, el valor del cortante basal en la base es de 129408.3 kg; el cual, representa el 28.67% del peso total.

Del análisis de la fuerza sísmica lateral, se verifica que el desplazamiento máximo de la estructura es de 0.0023 menor al límite de 0.007 indicado por la norma E.030.

Se considera los factores de reducción para el Tanque elevado de acuerdo a la norma ACI350.3-06; debido que el RNE E.030 no contempla el factor para este tipo de estructuras. Se define un valor de $R=2$ impulsiva y $R=1$ convectiva; por tanto, se cumple que $R_i > R_c$.

El tanque elevado dividido en dos partes, el tanque de almacenamiento y la estructura de soporte; el primero expuesto a una condición ambiental normal, debido a la presencia del agua, el factor de durabilidad aplicado incrementa la resistencia y evita el agrietamiento, el segundo sin factor de durabilidad al no estar en contacto con el agua.

La aplicación del módulo de Balasto en la cimentación, idealiza el suelo como tipo flexible mediante resortes y permite que la estructura se desplace de manera vertical; donde, se verifica que la cimentación está comprimiendo el suelo; de manera similar, la aplicación de restricciones flexibles mediante resortes en el perímetro permite un desplazamiento horizontal mínimo y restringido. Se obtiene una cimentación circular con capacidad neta admisible de 1.10 kg/cm².

De acuerdo al análisis mediante método de elementos finitos que utiliza el software, se verifica que el fondo tipo Intze y la cúpula están sometido a mayores esfuerzos de tensión; sin embargo, las paredes, chimenea y viga de fondo están sometidos a esfuerzos mayores de tensión anular y flexión, las vigas anulares a esfuerzos mayores de tracción anular; el cual, difiere de los estudios de Salinas (1996) que indica que la mayoría de los elementos están sometidos a compresión, del igual forma, de la idea de Otto Intze que procura que todos los elementos trabajen a compresión.

Tabla 132

Resultados del diseño estructural de Tanque elevado.

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección						Diseño de acero					
		Por cortante						Por flexión					
		b_s (cm)	e (cm)	d (cm)	f_c (kg/cm ²)	V_u (kg)	$\emptyset V_c$ (kg)	M_u (kg.cm)	R_u (kg/cm ²)	ρ	A_s (cm ²)	Tramo (m)	Distribución de acero (cm)
Cuba	Pared cilíndrica							Acero vertical doble malla					
								221636.07	14.73	0.004	4.05	1/2"@ 15	
								Por tracción angular					
		66.88	20	15	280	3783.33	6691.13	T_u (kg)	f_y (kg/cm ²)	ρ	A_s (cm ²)	Tramo (m)	Distribución de acero (cm)
								Acero longitudinal doble malla					
							266650.10	4200	0.0175	5.88	0.00-1.00	5/8"@ 7.5	
							10278.93	4200	0.0056	2.72	1.00-3.54	1/2"@ 15	
	Fondo tronco cónico							Por flexión					
		b_s (cm)	e (cm)	d (cm)	f_c (kg/cm ²)	V_u (kg)	$\emptyset V_c$ (kg)	M_u (kg.cm)	R_u (kg/cm ²)	ρ	A_s (cm ²)	Tramo (m)	Distribución de acero (cm)
								Acero transversal doble malla					
						480338.25	45.14	0.0136	9.63	5/8"@ 10			
52.18		20	15	280	5150.06	5220.08	T_u (kg)	f_y (kg/cm ²)	ρ	A_s (cm ²)	Tramo (m)	Distribución de acero (cm)	
						Por tracción angular							

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección					Diseño de acero						
Cuba	Chimenea						Acero radial doble malla						
							28637.43	4200	0.0157	7.58	3/4" @ 12.5		
		Por cortante					Por flexión						
		b_s	e	d	f_c	V_u	$\emptyset V_c$	M_u	R_u	ρ	A_s	Tramo	Distribución
		(cm)	(cm)	(cm)	(kg/cm ²)	(kg)	(kg)	(kg.cm)	(kg/cm ²)		(cm ²)	(m)	de acero (cm)
							Acero vertical doble malla						
						5379.04	4.57	0.003	0.35	1/2" @ 15			
						Por tracción angular							
	11.77	15	10	280	76.70	784.66	T_u	f_y	ρ	A_s	Tramo	Distribución	
							(kg)	(kg/cm ²)		(cm ²)	(m)	de acero (cm)	
						Acero longitudinal doble malla							
						5480.23	4200	0.0045	1.45	1/2" @ 25			
Fondo cónico	Por pandeo a tensión - compresión					Por pandeo a tensión - compresión							
	E_c	e	R	v_c	Q_u	$Q_{cr_{adm}}$	b	e	ρ	A_s	Tramo	Distribución	
	(kg/cm ²)	(cm)	(cm)		(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(cm)	(cm)		(cm ²)	(m)	de acero (cm)	
						Acero transversal doble malla							
	252671.33	20	383.7	0.2	24.18	1164.10	20.69	20	0.003	1.24	1/2" @ 20		
						Acero radial doble malla							
					52.50	20	0.003	3.15	1/2" @ 20				

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección					Diseño de acero						
		Por pandeo a tensión - compresión					Por pandeo a tensión - compresión						
		E_c (kg/cm ²)	e (cm)	R (cm)	v_c	Q_u (kg/cm ²)	$Q_{cr_{adm}}$ (kg/cm ²)	b (cm)	e (cm)	ρ	A_s (cm ²)	Tramo (m)	Distribución de acero (cm)
								Acero transversal doble malla					
	Cúpula	252671.33	10	639.5	0.2	3.19	582.05	12.23	10	0.003	0.37	00-0.45	1/2"@ 12.5
								23.73	10	0.003	0.71	0.45-1.35	1/2"@ 22.5
									66.88	10	0.003	1.00	1.35-3.84
		Por pandeo a tensión - tracción					Por pandeo a tensión - tracción						
		f'_c (kg/cm ²)	e (cm)	Q_u (kg/cm ²)	f_r (kg/cm ²)	Acero radial doble malla							
	Cuba	280	10	5.66	33.28	68.55	10	0.003	2.06	1/2"@ 30			
		Por tracción pura					Por tracción anular						
		f'_c (kg/cm ²)	n	A_s (cm ²)	f_r (kg/cm ²)	T_u (kg)	A_c (cm ²)	T_u (kg)	f_y (kg/cm ²)	ρ	A_s (cm ²)	Distribución de acero (cm)	
								Acero longitudinal a doble cara lateral					
	Viga Anular inferior	280	8.07	12.06	33.28	45598	1284.99	45598	4200	0.012	12.06	4 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	
									Acero mínimo transversal				
								h	$S_{máx}$	Distribución de estribos (cm)			
		Sección de 30x40 cm						40	20	3/8" @ 20			

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección					Diseño de acero					
		Por tracción pura					Por tracción anular					
		f _c (kg/cm ²)	n	As (cm ²)	f _r (kg/cm ²)	Tu (kg)	Ac (cm ²)	Tu (kg)	f _y (kg/cm ²)	ρ	As (cm ²)	Distribución de acero (cm)
Cuba	Viga anular superior						Acero longitudinal a doble cara lateral					
		280	8.07	2.25	33.28	6325.25	174.18	6325.25	4200	0.003	2.25	2 Ø 5/8"
							Acero mínimo transversal					
							h	S _{máx}	Distribución de estribos (cm)			
		Sección de 30x30 cm					30	15	3/8" @ 15			
	Viga anular de Chimenea						Acero longitudinal a doble cara lateral					
		280	8.07	3.00	33.28	11346.45	319.75	11346.45	4200	0.007	3	2 Ø 5/8"
							Acero mínimo transversal					
							h	S _{máx}	Distribución de estribos (cm)			
		Sección de 20x30 cm					30	15	3/8" @ 15			

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección					Diseño de acero						
		Por cortante					Por flexión						
		b_s (cm)	e (cm)	d (cm)	f_c (kg/cm ²)	V_u (kg)	$\emptyset V_c$ (kg)	M_u (kg.cm)	R_u (kg/cm ²)	ρ	As (cm ²)	Distribución de acero (cm)	
Cuba	Viga de fondo						Acero longitudinal doble cara superior e inferior						
							652687.91	21.42	0.006	10.21	4 \emptyset 3/4"		
							Por tracción anular						
							T_u (kg)	f_y (kg/cm ²)	ρ	As (cm ²)	Distribución de acero (cm)		
		47.28	40	35	280	9088.63	11038.69	Acero longitudinal doble cara lateral					
							2414.6	4200	0.003	3	2 \emptyset 5/8"		
							Acero mínimo transversal						
							h	$S_{m\acute{a}x}$	Distribución de estribos (cm)				
		Sección de 30x40 cm					40	20	1 \emptyset 3/8" @ 20				
		Fuste	Fuste cilíndrico	Por cortante en el plano					Por flexión				
b_s (cm)	e (cm)			ρ_n	α_c	f_c (kg/cm ²)	V_u (kg)	V_n (kg)	M_u (kg.cm)	R_u (kg/cm ²)	ρ	As (cm ²)	Distribución de acero (cm)
					Acero vertical doble malla								
					5379.04	9.47	0.005	4.73	3/4" @ 22.5				
47.29	25			0.003	2	280	10577.79	26777.84	Por compresión pura				
					Ag (cm ²)	f_y (kg/cm ²)	$\emptyset P_n$ (kg)	As (cm ²)	Distribución de acero (cm)				

Zona	Elemento	Diseño de espesor o sección						Diseño de acero						
Fuste	Fuste cilíndrico							Acero vertical doble malla						
								23247.79	4200	3619915.88	244.24	3/4"@ 22.5		
								Por cortante en el plano						
								ρ_n	e (cm)	b (cm)	As (cm ²)	Distribución de acero (cm)		
								Acero longitudinal doble malla						
						0.003	25	47.29	4	5/8"@ 25				
						Por cortante			Por flexión					
		b_s (cm)	e (cm)	d (cm)	f_c (kg/cm ²)	V_u (kg)	ϕV_c (kg)	Tramo (m)	M_u (kg.cm)	R_u (kg/cm ²)	ρ	As (cm ²)	Tramo (m)	Distribución acero (cm)
Cimentación	Zapata							Acero transversal doble malla						
		69.3	180	175	280	80512.74	80874.97	0.45-4	280687.85	1.16	0.003	4.14	0.45-4	3/4"@ 5
								3740439.7	1.24	0.003	13.32	4-6.5	3/4"@ 20	
								Acero radial doble malla						
		106	50	45	280	24857	31812.69	4-6.50	9324081.6	6.73	0.003	22.16	0.45-4	1"@ 10
								1475765.6	17.32	0.003	9.06	4-6.5	3/4"@ 12.5	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 133

Elementos de los reservorios y mayores esfuerzos actuantes.

Estructura	Elemento	Mayores esfuerzos actuantes
Cisterna	Muro exterior de tanque	Flexión
	Muro interior de tanque	Flexión
	Losa de fondo de tanque	Flexión
	Cimiento de tanque	Flexión
	Muro exterior de caseta	Flexión
	Losa de fondo de caseta	Flexión
	Cimiento de caseta	Flexión
	Losa de techo	Flexión
Tanque elevado	Pared cilíndrica	Flexión y tracción anular
	Fondo tronco cónico	Flexión y tracción anular
	Chimenea	Flexión y tracción anular
	Fondo cónico	Flexión y pandeo a compresión
	Cúpula	Pandeo a compresión y tracción
	Viga anular inferior	Tracción anular pura
	Viga anular superior	Tracción anular pura
	Viga anular de chimenea	Tracción anular pura
	Viga de fondo	Flexión y tracción anular pura
	Fuste cilíndrico	Flexión y compresión pura
Zapata	Flexión	

Fuente: Elaboración propia.

3.10 Contrastación de hipótesis

El desarrollo del análisis y diseño del tanque cisterna y tanque elevado cuya población actual se obtuvo de la encuesta de campo y mediante la aplicación de los parámetros de diseño, obteniendo como resultado los volúmenes de almacenamiento de cisterna 55m³ y tanque elevado de 150 m³, considerando 12 horas de servicio por día con proyección a 20 años, cumpliendo con los requisitos de calidad del agua. Con la cisterna y tanque elevado proyectado mediante el modelamiento hidráulico para el periodo de diseño de 20 años se asegura los caudales, presiones y velocidades mínimas en la red. Efectivamente la propuesta mejora el abastecimiento continuo de agua potable de la localidad, ya que propone el almacenamiento, con ello más horas de servicio y todos los días.

CONCLUSIONES

El estudio topográfico demuestra un terreno de topografía llana con cotas entre 229.18 y 229.75 msnm en la zona del proyecto y cotas entre 227.10 y 229.75 msnm en la localidad.

Del estudio de mecánica de suelos, se concluye que las cimentaciones de las estructuras cisterna y tanque elevado se diseñarán en el cuarto estrato que está a la profundidad de 3 m con clasificación SUCS: GP-GM (grava mal graduada con arena limosa de compacidad suelta) considerando falla por corte local, con capacidad neta admisible para la cisterna de 0.92 kg/cm² y para el tanque levado de 1.10 kg/cm².

De los resultados de la población futura, se concluye que el método aritmético es el adecuado para este tipo de población, se demuestra que lo recomendado por la Norma técnica es lo correcto. Se obtiene 1509 habitantes como población de diseño.

Los resultados de los parámetros de diseño hidráulicos definidos (Población de diseño, demanda de agua, fuente de abastecimiento, línea de conducción, tanque de almacenamiento, línea de aducción, red de distribución, conexiones domiciliarias) determinan el volumen de almacenamiento y la proyección de las infraestructuras cisterna de 55m³ y tanque elevado de 150m³ para el abastecimiento de agua de la localidad.

El dimensionamiento de la estructura de acuerdo a los parámetros de forma del ACI350.3-06 (2006), simplifica el análisis mediante la relación equivalente y permite aplicar las expresiones propuestas por Housner para un análisis sísmico. El análisis de casos para las diferentes condiciones de carga que estarán expuestos los tanques durante su vida útil, determina la condición más crítica; por lo tanto, se obtiene las máximas solicitaciones de esfuerzos. Para estructuras enterradas y semienterradas en presencia de nivel freático es muy importante comprobar la flotabilidad, con el fin de evitar que la estructura flote o ladee.

El modelamiento interactivo del tanque elevado y la red de distribución proyectado al año 2039 garantiza valores adecuados a la realidad al considerar mayores parámetros.

Las paredes, losas y cimientado del tanque cisterna presentan esfuerzos máximos de flexión con la combinación de carga por envolvente obtenidos mediante el software SAP2000.

El fuste cilíndrico del Tanque elevado ciertamente es rígido por ser llena, se demuestra; ya que, tiene un desplazamiento muy pequeño al aplicar la fuerza lateral sísmica total. Los elementos del tanque elevado en su mayoría están sometidos a flexión y tensión, siendo la viga de fondo el elemento que más flexión presenta; obtenidos mediante el software SAP2000, que utiliza el método de elementos finitos y analiza los elementos tipo cascaras, membranas y placas; por el cual, los datos son más exactos al trabajar con la estructura real.

La metodología simplificada corresponde a un tipo de caso; donde, la cisterna tiene un volumen pequeño y una estructura semienterrada en un 85% restringida por el suelo; por el cual, no es necesario el análisis sísmico. Por lo tanto, se concluye que su uso es limitado y debe ser similar a las consideraciones planteadas.

El método simplificado para el análisis de tanques elevados, mediante el método estático es posible; ya que, cumple con las consideraciones de la norma E.030. Al tener una sola masa concentrada en la parte superior, con un solo grado de libertad, por medio del análisis modal se demuestra que los porcentajes de participación de masa significativos están en el primer y segundo modo, el cual, permite calcular la fuerza sísmica total. Por lo tanto, el método es válido para tanques elevados regulares menores de 30m, de volumen mediano.

El insuficiente abastecimiento de agua potable de la Localidad de San Cristóbal, se debe al cumplimiento del periodo de diseño, así mismo, al crecimiento poblacional de los distritos, una mayor demanda y almacenamiento; además, se verifica el sobredimensionamiento de la red de agua, en consecuencia, menos horas de servicio al día y por semana.

La línea de conducción existente cumple en cierta medida con el abastecimiento; pero, al no ser constante durante la semana y tener una presión de llegada mínima. Se demuestra la necesidad de mejorar el abastecimiento y la proyección de las estructuras de almacenamiento.

Se demuestra que el 60% de la red de distribución existente no cumple con las solicitudes de diseño para el nuevo proyecto; con las modificaciones de las tuberías y proyección de válvulas de purga, se garantiza los caudales y velocidades mínimas en la nueva red.

Con la proyección de las estructuras Cisterna de 55m³ y Tanque elevado de 150m³, se logra satisfacer el abastecimiento de agua potable mediante el almacenamiento y distribución de agua durante 12 horas de servicio al día por 20 años, asegurando las presiones en la red.

RECOMENDACIONES

Utilizar la norma técnica: Opciones tecnológicas para sistemas de saneamiento en el ámbito rural, que proporciona los parámetros de diseño para el sistema de abastecimiento de agua.

La incorporación de macro medidores en los reservorios para medir la variación de consumo de la población y poder estimar volúmenes de almacenamiento más precisos.

Es recomendable considerar la interacción de toda la red para un cálculo hidráulico de este tipo de estructuras, con el fin de considerar todos los parámetros y el uso de las herramientas watercad, que realiza el proceso interactivo y reducen el tiempo de diseño.

Se recomienda el uso de programas de ingeniería para optimizar el tiempo de análisis y diseño estructural; el cual, determinan con mayor exactitud los esfuerzos en la estructura al considerar un todo. Se debe realizar las verificaciones para tener la certeza de los valores obtenidos.

Realizar estudios similares para tanques enterrados y semienterrados con la incorporación de análisis sísmico, que permitan desarrollar formulaciones equivalentes y una metodología para incorporarlos en la norma peruana.

Se recomienda ampliar los estudios de tanques elevados para generalizar una metodología e incorporar en la norma E.030; el análisis sísmico, diseño estructural e interacción suelo-estructura, con la finalidad de tener mayor seguridad en estas estructuras.

Se debe tomar en cuenta las recomendaciones del ACI350-06 y ACI350.3-06, que indica las consideraciones mínimas para estructuras de almacenamiento de líquidos e incluir los parámetros sísmicos indicados en la norma E.030.

Se recomienda a la Municipalidad de San Cristóbal utilizar la información desarrollada de la tesis, realizar el análisis de costos y presupuestos para complementar un proyecto de abastecimiento de agua potable en beneficio de la localidad.

Se recomienda a la UNSM incentivar a los estudiantes el desarrollo de proyectos en beneficio de a una población; en el cual, sus gobiernos locales economizen algunos gastos y sirva de base en proyectos de mayor envergadura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 350. (2006). *Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures and Commentary*. Farmington Hills.
- ACI 350.3 (2006). *Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures and Comenntary*. Farmington Hills.
- Agüero, R. (1997). Agua potable para poblaciones rurales. Asociación Servicio Educativos Sociales.
- Alva, J. (2012). Diseño de cimentaciones. Editorial ICG.
- Arocha, S. (1997). Abastecimientos de aguas. (3a ed.). Innovación Tecnológica.
- Arévalo, P. & Barahona, R. (2013). Diseño comparativo de tanques para el almacenamiento de agua de hormigón armado, enterrados hasta el nivel de la tapa.
- Azevedo, J. (1998). Manuel de Hidráulica. (8a ed.). Edgar Blücher Ltda.
- Comisión Nacional del Agua. (2007). Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento.
- Das, B. (2012). Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones. (7a ed.). Cengage Learning.
- Harmsen, T. (2002). Diseño de estructuras de concreto armado. (3a ed.). PUCP fondo editorial.
- Hernández, H. (2018). Respuesta sísmica de tanques elevado tipo péndulo invertido. Revista de Ingeniería sísmica.
- Hernández, R. (2014). Metodología de la investigación. (6a ed.). McGRAW-HILL / Interamericana editores, s.a. de c.v.
- Housner, G. (1963). *The Dynamic Behavior of Water Tanks*. Bulletin of the seismological society of America.
- Huamaní, H. (2015). Diseño estructural de un reservorio elevado tipo fuste de concreto armado.
- INEI. (2018). Resultados Definitivos de los Censos Nacionales 2017- San Martín.
- Magné, F. (2008). Abastecimiento, diseño y construcción de sistemas de agua potable modernizando el aprendizaje y enseñanza en la asignatura de Ingeniería sanitaria I.

- Matiz, J. (2011). Método simplificado para el análisis y diseño de tanques rectangulares en concreto reforzado a partir de la formulación de los elementos finitos.
- Ministerio de Salud (2011). Reglamento de la calidad del agua para consumo humano.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2016). Guía de Orientación para la Elaboración de Expedientes de Proyectos de Saneamiento.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y saneamiento (2018). Norma Técnica de Diseño "Opciones Tecnológicas para Sistemas de Saneamiento en el Ámbito Rural".
- Moya, P. (2000). Abastecimiento de agua y alcantarillado.
- Olivari, O. & Castro, R. (2008). Diseño del sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado del Centro Poblado Cruz de Médano – Lambayeque.
- Organización Panamericana de la Salud (2004). Guía de diseño para líneas de conducción e impulsión de sistemas de abastecimiento de agua rural.
- Organización Panamericana de la Salud (2005). Guía para el diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua potable.
- Organización Panamericana de la Salud (2005). Guía para el diseño de reservorios elevados de agua potable.
- Organización Panamericana de la Salud (2009). Guía de Orientación en Saneamiento Básico para Alcaldías de Municipios Rurales y Pequeñas Comunidades.
- Pavón, V. (2001). Diseño y construcción de estructuras de concreto para contener líquidos. Fundación Ica.
- Quezada, W. & Salinas, A. (2014). Diseño y análisis de un reservorio tipo fuste de 300m³ en la ciudad de Trujillo.
- Quispe, E. (2013). Análisis y diseño sísmico de un reservorio elevado tipo Intze de 600m³.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). E.020 – Cargas.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2018). E.030 – Diseño sismorresistente.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). E.050 – Suelos y cimentaciones.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2009). E.060 – Concreto armado.

Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). OS.030 – Almacenamiento de agua para consumo humano.

Reglamento Nacional de Edificaciones (2009). OS.050 – Redes de distribución de agua para consumo humano.

Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). OS.100 – Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria.

Rivera, J. (1984). Análisis sísmico de reservorios elevados con estructura cilíndrica de soporte.

SEDAPAL (2010). Reglamento técnico de proyectos.

Salinas, J. (1996). Análisis y diseño sismo resistente de un reservorio elevado con estructura cilíndrica de soporte.

UNI (2005). Curso de Abastecimiento de agua y alcantarillado.

ANEXOS

Anexo 1:

Documento de autorización para ejecución de tesis por parte de la Municipalidad Distrital de San Cristóbal de Puerto Rico.



**PUERTO RICO
GOBIERNO LOCAL
SAN CRISTOBAL**

**RUC: 20206035260
PICOTA – SAN MARTIN - PERU**



"AÑO DEL BICENTENARIO DEL PERÚ: 200 AÑOS DE INDEPENDENCIA"

San Cristóbal, 18 de marzo de 2021.

CARTA N°009 – 2021 – A /MDSC

**SEÑOR : Lic. Mg. MARCIANO ALCIVIADES VIVAS CAMPUSANO
Decano de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura.
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN.**

ASUNTO : REMITO RESPUESTA A SOLICITUD.

REF : SOLICITUD DE PERMISO PARA REALIZAR PROYECTO DE TESIS

Es grato comunicarme con usted para saludarlo muy cordialmente a nombre del gobierno local de San Cristóbal, Provincia de Picota, Departamento de San Martín, y al mismo tiempo hacer de conocimiento que visto la solicitud presentada el 08 de enero de 2021, por el Sr. Oscar Xavier Jimeno Venegas, identificado con D.N.I N° 72160238, Bachiller de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil y Arquitectura de la UNSM-T, el cual solicita permiso para realizar proyecto de tesis en el Distrital de San Cristóbal.

Razón por lo cual, esta entidad autoriza el permiso del Bachiller de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil y Arquitectura de la UNSM-T, Sr. Oscar Xavier Jimeno Venegas para que realice su proyecto de tesis en la carrera de Ingeniería Civil, cuyo tema es DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE SAN CRISTÓBAL DE PUERTO RICO – PICOTA SAN MARTÍN, para obtener el Título Profesional.

Sin otro particular y seguro de contar con su presencia me suscribo de usted no sin antes expresarle las muestras de mi especial consideración y estima personal.

Atentamente,

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE SAN CRISTÓBAL

 Keith Jhonny Garcia Puyo
 ALCALDE
 DNI. N° 44413942

Jr. Comercio S/N - Frente A La Plaza De Armas – Municipalidad Distrital de San Cristóbal –
 Picota – San Martín.
 Correo electrónico munipuertorico@hotmail.com

Anexo 2:

Constancia de ejecución de ensayos de laboratorio.

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN**

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Laboratorio de Mecánicas de Suelos y Pavimento y Concreto
CIUDAD UNIVERDITARIA
Jr. Amorarca 3^{ra} cuadra Teléfono 042-52-1402
MORALES - PERÚ

**CONSTANCIA DE EJECUCIÓN DE ENSAYOS DE LABORATORIO****EL QUE SUSCRIBE:**

Ing. Carlos Enrique Chung Rojas, jefe de laboratorio de Mecánica de Suelos, Pavimentos y Concreto.

HACE CONSTAR:

Que el Tesista **OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS**, ha realizado los siguientes ensayos de laboratorio:

Ensayos de caracterización Física y mecánica de suelos.


Ensayos de Corte Directo.

Ensayos para poder concluir con su Tesis Titulado: "DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE SAN CRISTOBAL DE PUERTO RICO - PUERTO RICO - PICOTA - SAN MARTIN", Aprobado con resolución N° 480-2018-UNSM/FICA-D-NLU.

Se expide la presente solicitud del interesado.



Tarapoto, 30 de noviembre del 2018.




Ing. Carlos E. Chung Rojas
JEFE DEL LAB. DE MEC DE SUELOS, PAVY
CIP N° 56139
UNSM - FICA

Anexo 3:

Estudio de Mecánica de suelos.

<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;">  <div style="text-align: center;"> <h2 style="margin: 0;">UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN</h2> <h3 style="margin: 0;">FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA</h3> <p style="margin: 0; font-size: small;">LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC Nº 119 MORALES - PERU</p> </div>  </div>															
PROYECTO: DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTÍN															
UBICACIÓN: DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MARTIN															
FECHA: SETIEMBRE DEL 2018															
REALIZADO: FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA UNSM															
CUADRO RESUMEN-PROPIEDADES FISICOS Y CLASIFICACIÓN															
CALICATA MUESTRA	PROFUNDIDAD MUESTRA m	MUESTRA N°	RESULTADOS												
			GRANULOMETRÍA				PROPIEDADES INDICES			CORTE DIRECTO			HUMEDAD NATURAL %	CLASIF. SUCS	CLASIF. AASHTO
			MALLA #4	MALLA #10	MALLA #40	MALLA #200	L.L %	L.P %	IP %	Y nat (gr/cm3)	ANGULO FRICCIÓN ϕ	COHESIÓN kg/cm2			
C-01	0.00-0.30	I	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9.87	CL-PT	A-8
C-01	0.30-1.50	II	100.00%	99.52%	99.03%	98.74%	71.43	29.9	41.53	-	-	-	29.00	CH	A-7-6(20)
C-01	1.50-3.00	III	100.00%	99.72%	99.54%	99.28%	83.55	29.99	53.56	-	-	-	35.45	CH	A-7-6(20)
C-01	3.00-3.50	IV	100.00%	100.00%	100.00%	100.00%	-	-	-	2.033	32	0.00	5.44	GP-GM	A-1-a(0)

OBSERVACIONES: LOS DATOS Y MUESTRAS ADJUNTOS HAN SIDO ENTREGADAS POR EL SOLICITANTE Y HAN SIDO PROCESADOS DE ACUERDO A LAS NORMAS TECNICAS PERUANAS.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC Nº 119
MORALES - PERU



CALICATA N° 01

MUESTRA II

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA				
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC N° 119 MORALES - PERU				
Tesis : <u>DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTÍN</u>				
Localización de la Tesis: <u>DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MARTIN</u>		Calle: <u>Jr. Comercio cuadra 01</u>		
Descripción del Suelo: <u>SUELO ARCILLOSO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD</u>		Profundidad de la Muestra: <u>0.30-1.50 m</u>		
Hecho Por : <u>BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS</u>		Calicata: <u>C - 01 M II</u> Fecha: <u>04/09/2018</u>		
Material :				
Referencia : <u>TES. PUERTO RICO</u>		Procedencia : <u>C - 01 M II</u>		
		Coordenadas <u>N:9226861 E:342435</u>		
Tipo de Muestra : Alterada : <input checked="" type="checkbox"/> No alterada : <input type="checkbox"/> Remoldeada : <input type="checkbox"/> Testigo Parafinado : <input type="checkbox"/>				
Extracción de la Muestra : Testista : <u>SI</u>				
		Fecha de Recepción: <u>15/08/2018</u> Fecha De emiezo Ensayo : <u>28/08/2018</u>		
		Fecha de Solicitud de ensayo: <u>15/08/2018</u> Fecha Termino Ensayo : <u>04/09/2018</u>		
Determinación del % de Humedad Natural ASTM 2216 - N.T.P. 339.127				
LATA	301	302	303	304
PESO DE LATA grs	80.54	66.77	107.29	88.53
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	180.54	166.77	207.29	188.53
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	157.90	144.30	184.90	166.10
PESO DEL AGUA grs	22.64	22.47	22.39	22.43
PESO DEL SUELO SECO grs	77.36	77.53	77.61	77.57
% DE HUMEDAD	29.27	28.98	28.85	28.92
PROMEDIO % DE HUMEDAD	29.00			
Determinación del Gravedad Especifico de Solidos ASTM D-854				
LATA	1	2		
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00		
METODO DE REMOCION DEL AIREa	Vacio	Vacio		
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	720.65	720.85		
TEMPERATURA °C	23.00	23.00		
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	646.05	646.15		
PLATO EVAPORADO N°	9	10		
PESO DEL PLATO EVA+ SUELO SECO grs	320.00	300.00		
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	120.00		
VOLUMEN DE SOLIDOS cm ³	45.40	45.30		
GRAVEDAD ESPECIFICA CORREGIDO POR T°	2.64	2.65		
PROMEDIO Gs	2.65			
Determinación del Peso Volumetrico ASTM D-2937				
ENSAYO	1	2	3	4
PESO DE MOLDE Grs				
PESO DEL SUELO + MOLDE Grs				
PESO DEL SUELO HUMEDO Ggrs			N.R.	
VOLUMEN DEL MOLDE Cm ³				
PESO UNITARIO Grs/m ³				
PROMEDIO Grs/cm ³				
OBSERVACIONES: <u>LA MUESTRA Y DATOS PROPORCIONADOS POR EL SOLICITANTE</u>				

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN																			
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA																			
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS																			
CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC N° 119																			
MORALES - PERU																			
Tesis :	<u>DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTIN</u>																		
Localización de la Tesis:	<u>DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MARTIN</u>																		
Descripción del Suelo:	<u>SUELO ARCILLOSO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD</u>																		
Hecho Por :	<u>BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS</u>																		
Referencia :	<u>TES. PUERTO RICO</u>																		
Procedencia :	<u>C - 01 M II</u>																		
Coordenadas	<u>N:9226861 E:342435</u>																		
Calle:	<u>Jr. Comercio cuadra 01</u>																		
Profundidad de la Muestra:	<u>0.30-1.50 m</u>																		
Calicata:	<u>C - 01 M II</u>																		
Fecha:	<u>04/09/2018</u>																		
Material :																			
Tipo de Muestra :	Alterada : <input checked="" type="checkbox"/> No alterada : <input checked="" type="checkbox"/> Remoldeada : <input type="checkbox"/> Testigo Parafinado : <input type="checkbox"/>																		
Extracción de la Muestra :	Tesista : <u>SI</u> Fecha de Recepción: <u>15/08/2018</u> Fecha De empezo Ensayo : <u>28/08/2018</u> Fecha de Solicitud de ensayo: <u>15/08/2018</u> Fecha Termino Ensayo : <u>04/09/2018</u>																		
DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG																			
Determinación del Límite Líquido ASTM D-4318 - N.T.P. 339.129																			
LATA	309	310	311																
PESO DE LATA grs	39.06	36.03	36.36																
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	59.74	57.60	56.18																
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	51.00	48.59	48.08																
PESO DEL AGUA grs	8.74	9.01	8.10																
PESO DEL SUELO SECO grs	11.94	12.56	11.72																
% DE HUMEDAD	73.20	71.74	69.11																
NUMERO DE GOLPES	18	24	38																
DIAGRAMA DE FLUIDEZ		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Indice de Flujo FI</td> <td style="text-align: center;">-0.02</td> </tr> <tr> <td>Límite de contracción (%)</td> <td style="text-align: center;">ND</td> </tr> <tr> <td>Límite Líquido (%)</td> <td style="text-align: center;">71.43</td> </tr> <tr> <td>Límite Plástico (%)</td> <td style="text-align: center;">29.90</td> </tr> <tr> <td>Indice de Plasticidad Ip (%)</td> <td style="text-align: center;">41.53</td> </tr> <tr> <td>Clasificación SUCS</td> <td style="text-align: center;">CH</td> </tr> <tr> <td>Clasificación AASHTO</td> <td style="text-align: center;">A-7-6(20)</td> </tr> <tr> <td>Indice de consistencia Ic</td> <td style="text-align: center;">1.02</td> </tr> </table>		Indice de Flujo FI	-0.02	Límite de contracción (%)	ND	Límite Líquido (%)	71.43	Límite Plástico (%)	29.90	Indice de Plasticidad Ip (%)	41.53	Clasificación SUCS	CH	Clasificación AASHTO	A-7-6(20)	Indice de consistencia Ic	1.02
Indice de Flujo FI	-0.02																		
Límite de contracción (%)	ND																		
Límite Líquido (%)	71.43																		
Límite Plástico (%)	29.90																		
Indice de Plasticidad Ip (%)	41.53																		
Clasificación SUCS	CH																		
Clasificación AASHTO	A-7-6(20)																		
Indice de consistencia Ic	1.02																		
Determinación del Límite Plástico ASTM D-4318 - N.T.P. 339.129																			
LATA	312	313	314																
PESO DE LATA grs	36.54	33.75	39.41																
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	56.40	54.04	60.08																
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	51.84	49.35	55.33																
PESO DEL AGUA grs	4.56	4.69	4.75																
PESO DEL SUELO SECO grs	15.30	15.60	15.92																
% DE HUMEDAD	29.80	30.06	29.84																
% PROMEDIO	29.90																		
LIMITE DE CONTRACCION ASTM D-427																			
Ensayo N°																			
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.																			
Peso Rec + Suelo seco Gr.																			
Peso de rec. De contracción Gr.																			
Peso del suelo seco Gr.	N.D.																		
Peso del agua Gr.																			
Humedad %																			
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm3																			
Volumen Final (Suelo Seco) cm3																			
Límite de Contracción %																			
Relación de Contracción																			
OBSERVACIONES:																			



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIUDAD UNIVERSITARIA - MORALES

MORALES - PERU



Tesis : DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTIN

Localización de la Tesis: DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MAR Calle: Jr. Comercio cuadra 01

Descripción del Suelo: SUELO ARCILLOSO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIE 0.30-1.50 m Calicata: C - 01 M II

Hecho Por : BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS Fecha: 04/09/2018

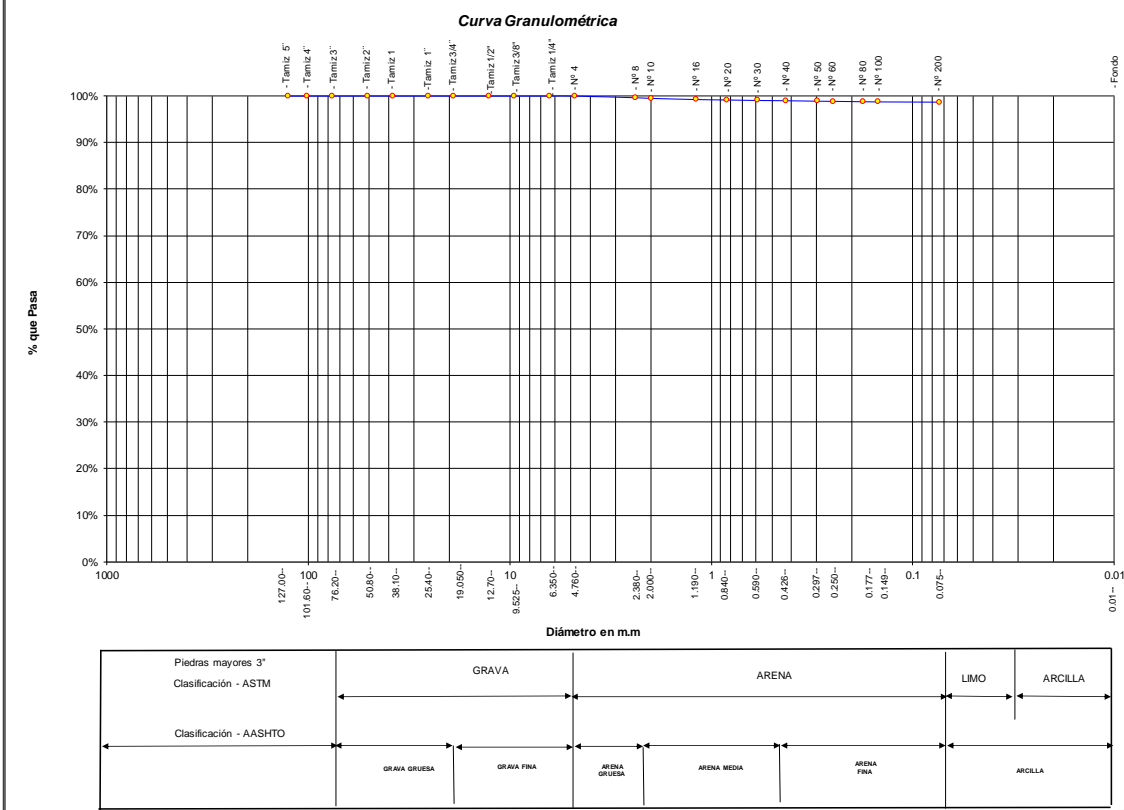
Material :
Referencia : TES. PUERTO RICO Procedencia : C - 01 M II Coordenadas : N:9226861 E:342435

Tipo de Muestra : Alterada : X No alterada : X Testigo Parafinado : -

Extracción de la Muestra : Testista : SI Fecha de Recepción: 15/08/2018 Fecha de emjezo de ensayo : 28/08/2018
Fecha de solicitud de Ensayo: 15/08/2018 Fecha Termino Ensayo : 04/09/2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422 - N.T.P. 400.012

Tamices					Composición Granulométrica %			
Ø	(mm)	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	% QUE PASA PARA CLASIFICACION		
Tamiz 5"	127.00					GRAVA	0.00%	
Tamiz 4"	101.60					ARENA	1.26%	N°4 = 100.00% N° 40 = 99.03%
Tamiz 3"	76.20					LIMOS Y ARCILLAS	98.74%	N°10= 99.52% N° 200 = 98.74%
Tamiz 2"	50.80					Descripción Muestra:		
Tamiz 1 1/2"	38.10					Grupo suelos particulas finas Sub-Grupo : Limos y arcillas con LL 3/4 50% CH A-7-6(20)		
Tamiz 1"	25.40					Arcilla inorgánica de alta plasticidad color marrón con clasificación 5 YR 4/3		
Tamiz 3/4"	19.050					SUCS =	CH	AASHTO =
Tamiz 1/2"	12.700					LL	= 71.43	WT = 144.00
Tamiz 3/8"	9.525					LP	= 29.90	WT+SAL = 789.00
Tamiz 1/4"	6.350					IP	= 41.53	WSAL = 645.00
N° 4	4.760			100.00%		IG	= 20	WT+SDL = 152.12
N° 8	2.380	2.22	0.34%	0.34%	99.66%	D	90=	WSDL = 8.12
N° 10	2.000	0.85	0.13%	0.48%	99.52%	D	60=	%ARC. = 98.74
N° 16	1.190	1.57	0.24%	0.72%	99.28%	D	30=	%ERR. = 0.00
N° 20	0.840	0.58	0.09%	0.81%	99.19%	D	10=	Cc =
N° 30	0.590	0.65	0.10%	0.91%	99.09%			Cu =
N° 40	0.426	0.36	0.06%	0.97%	99.03%	Descripción del Suelo Ensayado:		
N° 50	0.297	0.62	0.10%	1.06%	98.94%	El suelo es una arcilla inorgánica de alta plasticidad, de consistencia dura con finos de 98.74%, con LL = 71.43%, color marrón rojizo con resistencia al corte de mala en condiciones saturadas con un porcentaje de arena del 1.26% del total de la muestra.		
N° 60	0.250	0.20	0.03%	1.09%	98.91%	% de Humedad Natural de la muestra ensayada		
N° 80	0.177	0.50	0.08%	1.17%	98.83%	Número de tarro =	321	Peso del agua = 187
N° 100	0.149	0.23	0.04%	1.21%	98.79%	Peso del tarro =	144	Peso suelo húmedo= 832
N° 200	0.074	0.34	0.05%	1.26%	98.74%	Peso del tarro + Mh =	976	Peso suelo seco = 645
Fondo	0.01	636.88	98.74%	100.00%	0.00%	Peso del tarro + Ms =	789	% Humedad Muestra= 28.97
TOTAL		645.00						







UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA


LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC Nº 119
MORALES - PERU




CALICATA N° 01

MUESTRA III

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA				
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC N° 119 MORALES - PERU				
Tesis : DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTÍN				
Localización de la Tesis: DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MARTIN		Calle: Jr. Comercio cuadra 01		
Descripción del Suelo: SUELO ARCILLOSO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD		Profundidad de la Muestra: 1.50-3.00 m		
Hecho Por : BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS		Calicata: C - 01 M III Fecha: 04/09/2018		
Material :				
Referencia : TES. PUERTO RICO	Procedencia : C - 01 M III	Coordenadas N:9226861	E:342435	
Tipo de Muestra : Alterada : <input checked="" type="checkbox"/> No alterada : <input type="checkbox"/> Remoldeada : <input type="checkbox"/> Testigo Parafinado : <input type="checkbox"/>				
Extracción de la Muestra : Testista : <input type="checkbox"/> SI <input checked="" type="checkbox"/>				
		Fecha de Recepción: 15/08/2018	Fecha De emiezo Ensayo : 27/08/2018	
		Fecha de Solicitud de ensayo: 15/08/2018	Fecha Termino Ensayo : 04/09/2018	
Determinación del % de Humedad Natural ASTM 2216 - N.T.P. 339.127				
LATA	305	306	307	308
PESO DE LATA grs	89.00	107.47	101.95	110.04
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	189.00	204.47	201.95	210.04
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	180.10	168.30	181.00	178.50
PESO DEL AGUA grs	8.90	36.17	20.95	31.54
PESO DEL SUELO SECO grs	91.10	60.83	79.05	68.46
% DE HUMEDAD	9.77	59.46	26.50	46.07
PROMEDIO % DE HUMEDAD	35.45			
Determinación del Gravedad Especifico de Solidos ASTM D-854				
LATA	1	2		
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00		
METODO DE REMOCION DEL AIREa	Vacio	Vacio		
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	720.65	720.82		
TEMPERATURA °C	23.00	23.00		
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	646.12	646.08		
PLATO EVAPORADO N°	9	10		
PESO DEL PLATO EVA+SUELO SECO grs	320.00	300.00		
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	120.00		
VOLUMEN DE SOLIDOS cm ³	45.47	45.26		
GRAVEDAD ESPECIFICA CORREGIDO POR T°	2.64	2.65		
PROMEDIO Gs	2.65			
Determinación del Peso Volumetrico ASTM D-2937				
ENSAYO	1	2	3	4
PESO DE MOLDE Grs				
PESO DEL SUELO + MOLDE Grs				
PESO DEL SUELO HUMEDO Ggrs				
VOLUMEN DEL MOLDE Cm ³				
PESO UNITARIO Grs/m ³				
PROMEDIO Grs/cm ³				
N.R.				
OBSERVACIONES: LA MUESTRA Y DATOS PROPORCIONADOS POR EL SOLICITANTE				



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
 CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC N° 119
 MORALES - PERU



Tesis : DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTIN

Localización de la Tesis: DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MARTIN **Calle:** Jr. Comercio cuadra 01

Descripción del Suelo: SUELO ARCILLOSO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD **Profundidad de la Muestra:** 1.50-3.00 m

Hecho Por : BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS **Calicata:** C - 01 M III **Fecha:** 04/09/2018

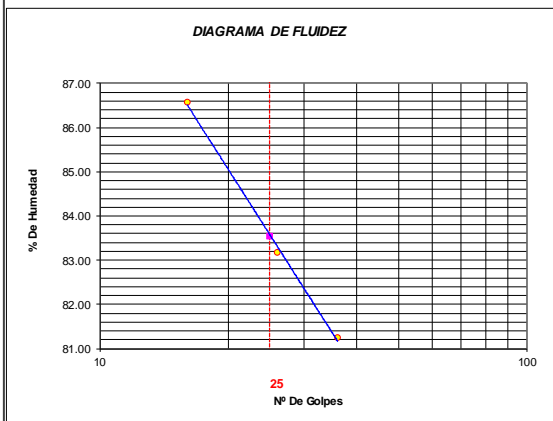
Material : Referencia : TES. PUERTO RICO Procedencia : C - 01 M III Coordenadas N:9226861 E:342435

Tipo de Muestra : Alterada : X No alterada : X Remoldeada : - Testigo Parafinado : -

Extracción de la Muestra : Testista: SI Fecha de Recepción: 15/08/2018 Fecha De Empezo Ensayo : 27/08/2018
 Fecha de Solicitud de ensayo: 15/08/2018 Fecha Termino Ensayo : 04/09/2018

DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG

Determinación del Límite Líquido		ASTM D-4318 - N.T.P. 339.129		
LATA		315	316	317
PESO DE LATA grs		19.58	18.94	20.66
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs		40.98	37.68	40.67
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs		31.05	29.17	31.70
PESO DEL AGUA grs		9.93	8.51	8.97
PESO DEL SUELO SECO grs		11.47	10.23	11.04
% DE HUMEDAD		86.57	83.19	81.25
NUMERO DE GOLPES		16	26	36



Índice de Flujo Fi	0.10
Límite de contracción (%)	ND
Límite Líquido (%)	83.55
Límite Plástico (%)	29.99
Índice de Plasticidad Ip (%)	53.56
Clasificación SUCS	CH
Clasificación AASHTO	A-7-6(20)
Índice de consistencia Ic	0.90

Determinación del Límite Plástico		ASTM D-4318 - N.T.P. 339.129		
LATA		318	319	320
PESO DE LATA grs		22.71	23.30	22.60
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs		42.71	43.87	42.75
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs		38.13	38.98	38.21
PESO DEL AGUA grs		4.58	4.89	4.54
PESO DEL SUELO SECO grs		15.42	15.68	15.61
% DE HUMEDAD		29.70	31.19	29.08
% PROMEDIO		29.99		

LIMITE DE CONTRACCION ASTM D-427	
Ensayo N°	
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.	
Peso Rec + Suelo seco Gr.	
Peso de rec. De contracción Gr.	
Peso del suelo seco Gr.	N.D.
Peso del agua Gr.	
Humedad %	
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm3	
Volumen Final (Suelo Seco) cm3	
Límite de Contracción %	
Relación de Contracción	

OBSERVACIONES: _____



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 CIUDAD UNIVERSITARIA - MORALES
 MORALES - PERU



Tesis : DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTÍN

Localización de la Tesis: DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MAR Calle: Jr. Comercio cuadra 01

Descripción del Suelo: SUELO ARCILLOSO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICID 1.50-3.00 m Calicata: C - 01 M III

Hecho Por : BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS Fecha: 04/09/2018

Material : Referencia : TES. PUERTO RICO Procedencia : C - 01 M III Coordenadas : N:9226861 E:342435

Tipo de Muestra : Alterada : X No alterada : X Testigo Parafinado : -

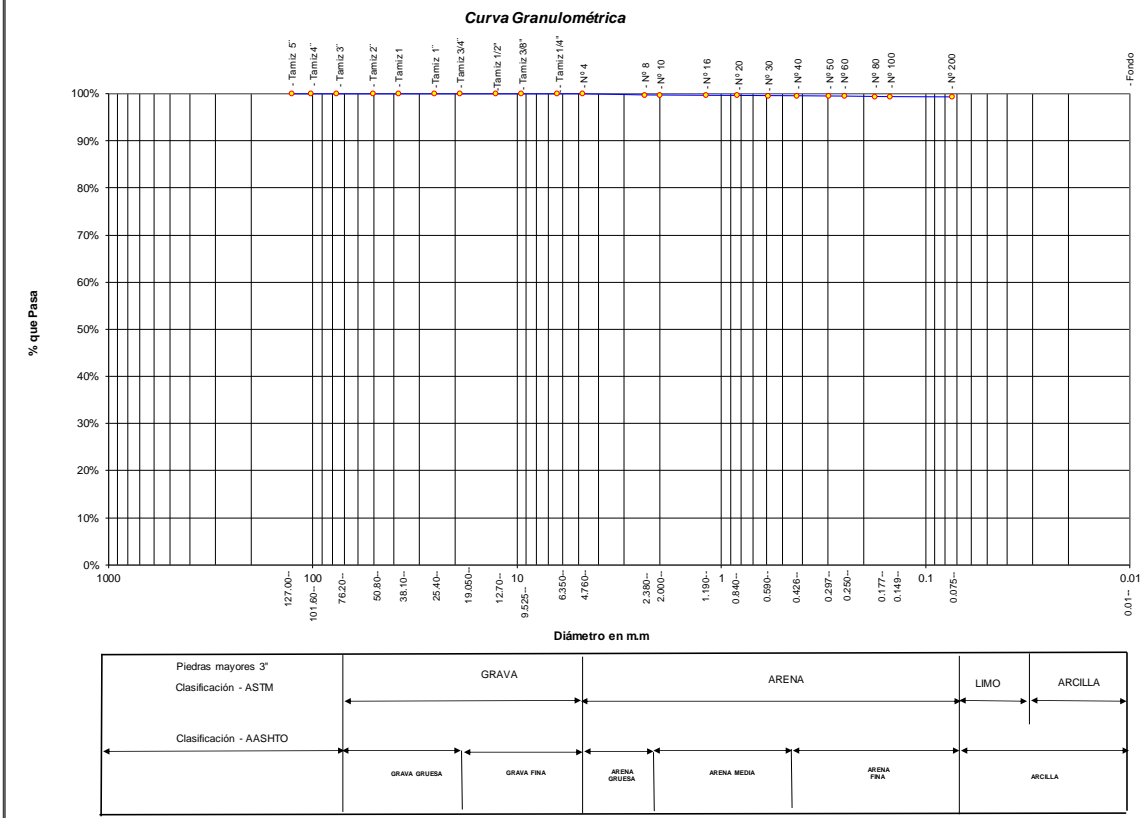
Extracción de la Muestra : Testista : SI Fecha de Recepción: 15/08/2018 Fecha de emiezo de ensayo : 27/08/2018
 Fecha de solicitud de Ensayo: 15/08/2018 Fecha Termino Ensayo : 04/09/2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422 - N.T.P. 400.012

Ø Tamices (mm)	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Composición Granulométrica %			
					GRAVA	ARENA	LIMOS Y ARCILLAS	% QUE PASA PARA CLASIFICACION
Tamiz 5"	127.00				0.00%	0.72%	99.28%	N°4 = 100.00% N° 40 = 99.54%
Tamiz 4"	101.60							N°10= 99.72% N° 200 = 99.28%
Tamiz 3"	76.20							
Tamiz 2"	50.80							
Tamiz 1 1/2"	38.10							
Tamiz 1"	25.40							
Tamiz 3/4"	19.050							
Tamiz 1/2"	12.700							
Tamiz 3/8"	9.525							
Tamiz 1/4"	6.350							
N° 4	4.760			100.00%				
N° 8	2.380	1.81	0.26%	99.74%				
N° 10	2.000	0.16	0.02%	99.72%				
N° 16	1.190	0.47	0.07%	99.65%				
N° 20	0.840	0.22	0.03%	99.62%				
N° 30	0.590	0.27	0.04%	99.58%				
N° 40	0.426	0.26	0.04%	99.54%				
N° 50	0.297	0.41	0.06%	99.49%				
N° 60	0.250	0.15	0.02%	99.46%				
N° 80	0.177	0.63	0.09%	99.37%				
N° 100	0.149	0.26	0.04%	99.34%				
N° 200	0.074	0.42	0.06%	99.28%				
Fondo	0.01	694.94	99.28%	100.00%				
TOTAL	700.00							

Descripción Muestra:			
Grupo suelos partículas finas	Sub-Grupo : Limos y arcillas con LL 3/4 50%	CH A-7-6(20)	
Arcilla inorgánica de alta plasticidad color gris rojizo oscuro con clasificación 5 YR 4/2			
SUCS =	CH	AASHTO =	A-7-6(20)
LL =	83.55	WT =	143.00
LP =	29.99	WT+SAL =	843.00
IP =	53.56	WSAL =	700.00
IG =	20	WT+SDL =	148.06
		WSDL =	5.06
D 90 =		%ARC. =	99.28
D 60 =		%ERR. =	0.00
D 30 =		Cc =	
D 10 =		Cu =	

Descripción del Suelo Ensayado:			
El suelo es una arcilla inorgánica de alta plasticidad, de consistencia dura con finos de 99.28%, con LL = 83.55%, color marrón con betas grises con resistencia al corte de mala en condiciones saturadas con un porcentaje de arena del 0.72% del total de la muestra.			
% de Humedad Natural de la muestra ensayada			
Número de tarro =	322	Peso del agua =	248
Peso del tarro =	143	Peso suelo húmedo =	948
Peso del tarro + Mh =	1091	Peso suelo seco =	700
Peso del tarro + Ms =	843	% Humedad Muestra =	35.40







UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA



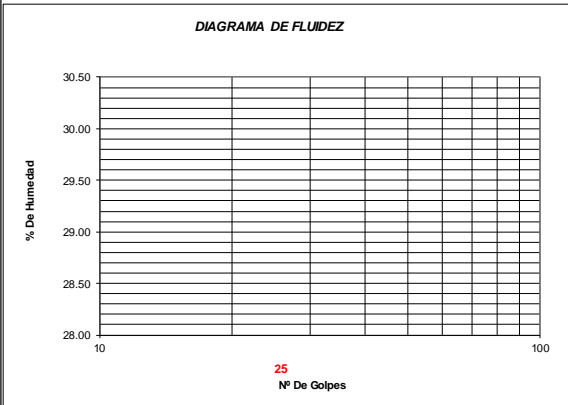
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS
CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC Nº 119
MORALES - PERU



CALICATA N° 01

MUESTRA IV

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN		FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA		
 				
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC Nº 119 MORALES - PERU				
Proyecto: DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTÍN				
Localización del Proyecto: DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MARTIN		Calle: Jr. Comercio cuadra 01		
Descripción del Suelo: SUELO GRAVOSO MAL GRADUADO LIGERAMENTE LIMOSO		Profundidad de la Muestra: 3.00-3.50m		
Hecho Por : BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS		Calicata: C - 01 M IV	Fecha: 04/09/2018	
Material :				
Referencia : TES. PUERTO RICO	Procedencia : C - 01 M IV	Coordenadas N:9226861	E:342435	
Tipo de Muestra : Alterada : <input checked="" type="checkbox"/> No alterada : <input checked="" type="checkbox"/> Remoldeada : <input type="checkbox"/> Testigo Parafinado : <input type="checkbox"/>				
Extracción de la Muestra : Cliente : <input checked="" type="checkbox"/> SI				
		Fecha de Recepción: 16/08/2018	Fecha De empleo Ensayo : 27/08/2018	
		Fecha de Solicitud de ensayo: 15/08/2018	Fecha Termino Ensayo : 04/09/2018	
Determinación del % de Humedad Natural ASTM 2216 - N.T.P. 339.127				
LATA	9	10	11	12
PESO DE LATA grs	353.56	350.98	351.56	352.85
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs	2521.55	2521.80	2520.60	2520.70
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs	2409.90	2409.85	2408.60	2408.75
PESO DEL AGUA grs	111.65	111.95	112.00	111.95
PESO DEL SUELO SECO grs	2056.34	2058.87	2057.04	2055.90
% DE HUMEDAD	5.43	5.44	5.44	5.45
PROMEDIO % DE HUMEDAD	5.44			
Determinación del Gravedad Especifico de Solidos ASTM D-854				
LATA	1	2		
VOL. DEL FRASCO A 20° C.	500.00	500.00		
METODO DE REMOCION DEL AIREa	Vacio	Vacio		
PESO DEL FRASCO+AGUA+SUELO	733.00	732.67		
TEMPERATURA °C	23.00	23.00		
PESO DEL FRASCO+AGUA grs	659.08	659.00		
PLATO EVAPORADO Nº	5	6		
PESO DEL PLATO EVAP+SUELO SECO grs	320.00	300.00		
PESO DEL SUELO SECO grs	120.00	120.00		
VOLUMEN DE SOLIDOS cm3	46.08	46.33		
GRAVEDAD ESPECIFICA CORREGIDO POR T°	2.60	2.59		
PROMEDIO Gs	2.60			
Determinación del Peso Volumetrico ASTM D-2937				
ENSAYO				
PESO DE MOLDE Grs				
PESO DEL SUELO + MOLDE Grs				
PESO DEL SUELO HUMEDO Ggrs				
VOLUMEN DEL MOLDE Cm3				
PESO UNITARIO Grs/m3				
PROMEDIO Grs/cm3				
N.R				
OBSERVACIONES: LA MUESTRA Y DATOS PROPORCIONADOS POR EL SOLICITANTE				

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN		FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA																	
																			
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS CIUDAD UNIVERSITARIA TELEFONO 042-521402 - ANEXO FIC N° 119 - MOVIL 42-978262057 MORALES - PERU																			
Proyecto: DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTÍN																			
Localización del Proyecto: DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MARTIN		Calle: Jr. Comercio cuadra 01																	
Descripción del Suelo: SUELO GRAVOSO MAL GRADUADO LIGERAMENTE LIMOSO		Profundidad de la Muestra: 3.00-3.50m																	
Hecho Por : BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS		Calicata: C - 01 M IV	Fecha: 04/09/2018																
Material :																			
Referencia :	TES. PUERTO RICO	Procedencia :	C - 01 M IV																
		Coordenadas	N:9226861 E:342435																
Tipo de Muestra :																			
Alterada :	X	No alterada:	X																
		Remoldeada :	-																
		Testigo Parafinado :	-																
Extracción de la Muestra :																			
Cliente :	SI	Fecha de Recepción:	16/08/2018																
		Fecha De emjezo Ensayo :	27/08/2018																
		Fecha de Solicitud de ensayo:	15/08/2018																
		Fecha Termino Ensayo :	04/09/2018																
DETERMINACION DE LOS LIMITES DE ATTERBERG																			
Determinación del Límite Líquido		ASTM D-4318 - N.T.P. 339.129																	
LATA																			
PESO DE LATA grs																			
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs																			
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs																			
PESO DEL AGUA grs																			
PESO DEL SUELO SECO grs																			
% DE HUMEDAD																			
NUMERO DE GOLPES																			
N.P.																			
		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Indice de Flujo Fi</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Límite de contracción (%)</td> <td>ND</td> </tr> <tr> <td>Límite Líquido (%)</td> <td>NP</td> </tr> <tr> <td>Límite Plástico (%)</td> <td>NP</td> </tr> <tr> <td>Índice de Plasticidad Ip (%)</td> <td>NP</td> </tr> <tr> <td>Clasificación SUCS</td> <td>GP-GM</td> </tr> <tr> <td>Clasificación AASHTO</td> <td>A-1-a(0)</td> </tr> <tr> <td>Índice de consistencia Ic</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>		Indice de Flujo Fi		Límite de contracción (%)	ND	Límite Líquido (%)	NP	Límite Plástico (%)	NP	Índice de Plasticidad Ip (%)	NP	Clasificación SUCS	GP-GM	Clasificación AASHTO	A-1-a(0)	Índice de consistencia Ic	
Indice de Flujo Fi																			
Límite de contracción (%)	ND																		
Límite Líquido (%)	NP																		
Límite Plástico (%)	NP																		
Índice de Plasticidad Ip (%)	NP																		
Clasificación SUCS	GP-GM																		
Clasificación AASHTO	A-1-a(0)																		
Índice de consistencia Ic																			
Determinación del Límite Plástico		ASTM D-4318 - N.T.P. 339.129																	
LATA																			
PESO DE LATA grs																			
PESO DEL SUELO HUMEDO + LATA grs																			
PESO DEL SUELO SECO + LATA grs																			
PESO DEL AGUA grs																			
PESO DEL SUELO SECO grs																			
% DE HUMEDAD																			
% PROMEDIO																			
N.P.																			
LIMITE DE CONTRACCION ASTM D-427																			
Ensayo N°																			
Peso Rec + Suelo húmedo Gr.																			
Peso Rec + Suelo seco Gr.																			
Peso de rec. De contracción Gr.																			
Peso del suelo seco Gr.																			
Peso del agua Gr.																			
Humedad %																			
Volumen Inicial (Suelo Húmedo) cm³																			
Volumen Final (Suelo Seco) cm³																			
Límite de Contracción %																			
Relación de Contracción																			
N.D.																			
OBSERVACIONES: LA MUESTRA Y DATOS PROPORCIONADOS POR EL SOLICITANTE																			



FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS
 CIUDAD UNIVERSITARIA - MORALES
 MORALES - PERU

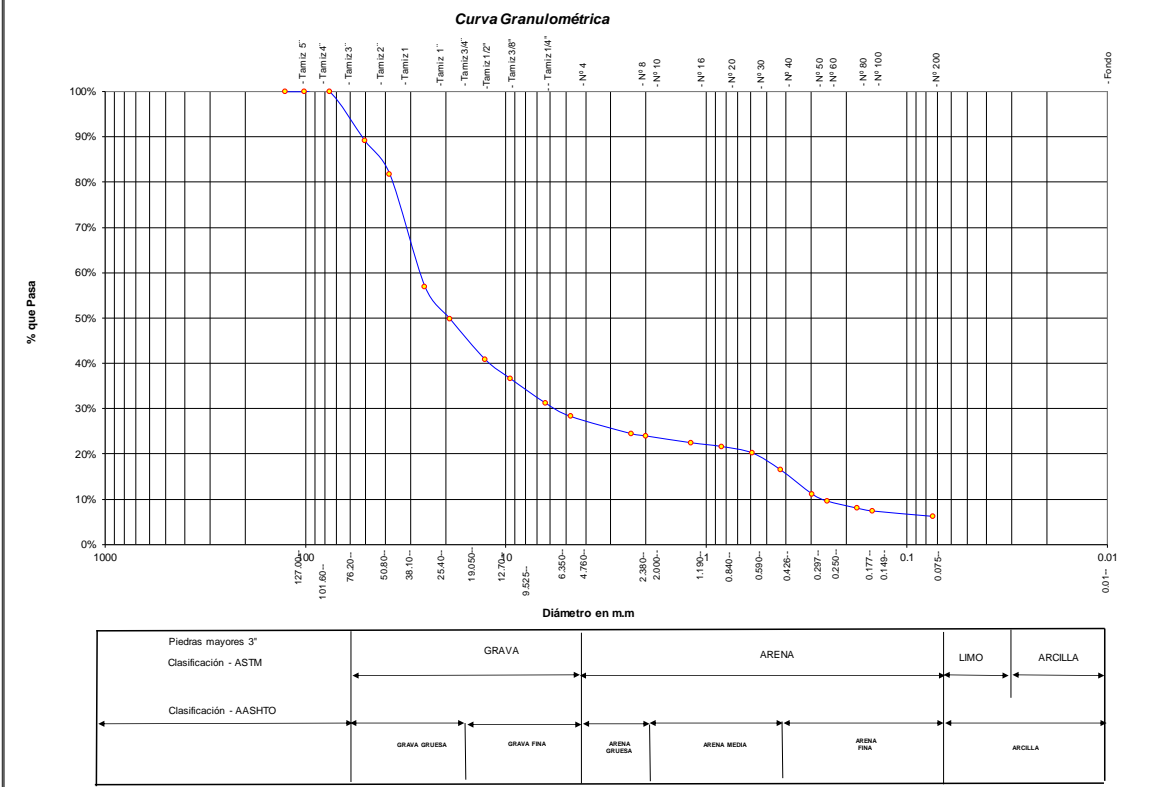




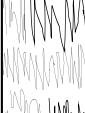


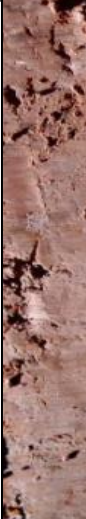




Proyecto: DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTÍN
 Localización del Proyecto: DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MARÍA Calle: Jr. Comercio cuadra 01
 Descripción del Suelo: SUELO GRAVOSO MAL GRADUADO LIGERAMENTE LIMOS 3.00-3.50m Calicata: C - 01 MIV
 Hecho Por: BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS Fecha: 04/09/2018

Materiales:
 Referencia: TES. PUERTO RICO Procedencia: C - 01 MIV Coordenadas: N:9226861 E:342435
Tipo de Muestra: Alterada: X No alterada: X Testigo Parafinado: -
Extracción de la Muestra: Cliente: SI Fecha de Recepción: 16/08/2018 Fecha de inicio de ensayo: 27/08/2018
 Fecha de solicitud de Ensayo: 15/08/2018 Fecha Termino Ensayo: 04/09/2018

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO ASTM D - 422 - N.T.P. 400.012

Tamices	Peso Retenido	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Que Pasa	Composición Granulométrica %				
Ø (mm)					% QUE PASA PARA CLASIFICACION				
Tamiz 5"	127.00				GRAVA	71.72%			
Tamiz 4"	101.60				ARENA	22.08%	N°4 = 28.28%	N° 40 = 16.48%	
Tamiz 3"	76.20			100.00%	LIMOS Y ARCILLAS	6.20%	N°10= 23.96%	N° 200 = 6.20%	
Tamiz 2"	50.80	477.50	10.78%	89.22%	Descripción Muestra:				
Tamiz 1 1/2"	38.10	328.10	7.41%	81.81%	Grupo suelos partículas gruesas Sub-Grupo: Gravos GP-GM A-1-a(0)				
Tamiz 1"	25.40	1102.60	24.89%	56.93%	Grava mal graduada ligeramente limosa con matriz arenosa con clasificación 2.5 YR 4/4				
Tamiz 3/4"	19.050	314.40	7.10%	49.83%	SUCS =	GP-GM	AASHTO =	A-1-a(0)	
Tamiz 1/2"	12.700	398.50	9.00%	40.83%	LL =	NP	WT =	350.00	
Tamiz 3/8"	9.525	185.90	4.20%	36.64%	LP =	NP	WT+SAL =	4780.00	
Tamiz 1/4"	6.350	240.20	5.42%	31.21%	IP =	NP	WSAL =	4430.00	
N° 4	4.760	129.97	2.93%	28.28%	IG =	0	WT+SDL =	4505.36	
N° 8	2.380	168.00	3.79%	24.49%	D 50=	-	%ARC. =	6.20	
N° 10	2.000	23.36	0.53%	23.96%	D 60=	26.97	%ERR. =	0.00	
N° 16	1.190	66.60	1.50%	22.46%	D 30=	5.69	Cc =	4.45	
N° 20	0.840	36.57	0.83%	21.63%	D 10=	0.27	Cu =	99.89	
N° 30	0.590	63.20	1.43%	20.21%	Descripción del Suelo Ensayado:				
N° 40	0.426	165.10	3.73%	16.48%	Grava mal graduada ligeramente limosa con matriz arenosa limosa de compacidad suelta con finos de 6.20% no plastico, humedad baja, matriz con resistencia al corte buena, constituido por un % de grava de 71.72%				
N° 50	0.297	235.30	5.31%	11.17%	arena 22.08% y limos y arcilla con 6.20%				
N° 60	0.250	69.56	1.57%	9.60%	% de Humedad Natural de la muestra ensayada				
N° 80	0.177	69.70	1.57%	8.02%	Número de tarro =	1110	Peso del agua =	241	
N° 100	0.149	27.40	0.62%	7.40%	Peso del tarro =	350	Peso suelo húmedo=	4671	
N° 200	0.074	53.40	1.21%	6.20%	Peso del tarro + Mh =	5021	Peso suelo seco =	4430	
Fondo	0.01	274.64	6.20%	0.00%	Peso del tarro + Ms =	4780	% Humedad Muestra=	5.44	
TOTAL		4430.00							



 UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS Teléfono 522544 -fax 521402 - Anexo 119 Tarapoto - Perú 												
REGISTRO DE EXCAVACION												
Ejecuta :		BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS					Elaboro :		Bachiller			
Tesis :		DISEÑO DE CISTERNA Y TANQUE ELEVADO TIPO FUSTE DE LA LOCALIDAD DE PUERTO RICO- PUERTO RICO- PICOTA- SAN MARTÍN					Coord :		N:9226861 E:342435			
Ubicación:		DISTRITO DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DPTO. SAN MARTIN					Fecha :		04/09/2018			
Calicata N°		C - 01M IV		Nivel freático a 2.50m		Prof. Exc.		3.50 (m)				
Cota As. (m)		Estrato		Descripción del Estrato de suelo			Cota As. 229.15 (msnm)					
							CLASIFICACION					
							AASHTO	SUCS	SIMBOLO	ESPESOR (m)	HUMEDAD (%)	FOTO
229.15		I		Suelo arcilloso de color negro, con presencia de materiales en descomposición y raíces que se profundizan hasta los 0.30 metros, suelo no apto para la construcción			A-8	CL-Pt		0.30	9.87	
228.85		II		El suelo es una arcilla inorgánica de alta plasticidad de consistencia dura con finos de 98.74%, con LL = 71.43%, color marrón rojizo con resistencia al corte de mala en condiciones saturadas con un porcentaje de arena del 1.26% del total de la muestra.			A-7-6(20)	CH		120	28.97	
227.65		III		El suelo es una arcilla inorgánica de alta plasticidad de consistencia dura con finos de 99.28%, con LL = 83.55%, color marrón rojizo con resistencia al corte de mala en condiciones saturadas con un porcentaje de arena del 0.72% del total de la muestra.			A-7-6(20)	CH		150	35.40	
226.15		IV		Grava mal graduada ligeramente limosa con matriz arenosa limosa de compactación suelta con finos de 6.20%, no plástico con matriz de color amarillo humedad baja, se aprecia bolonería cuyas gravas se encuentran hasta tamaños de 16" con presencia de Nivel freático a -2.50 m			A-1-a(0)	GP-GM		0.50	5.44	
225.65												

OBSERVACIONES:

Del registro de excavación que se muestra se ha extraído las muestras MAB y MIB para los ensayos correspondientes, los mismos que han sido extraídas, colectadas, transportadas y preparadas de acuerdo a las normas vigentes en nuestro país y homologadas con normas A.S.T.M. (registro sin escala)



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS

TELEFAX 042-521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA

Morales-Perú



ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL

ASTM D-3080 - N.T.P. 339.171-2017

INFORME : LMS 2018
 TESIS : DISEÑO DEL CISTERNA DEL TANQUE ELEVADO TIPO RUSTE DE LA LOCALIDAD DE SAN CRISTOBAL DE PUERTO RICO
 PUERTO RICO - PICOTA - SAN MARTIN
 TESISISTA : BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS
 UBICACIÓN : LOCALIDAD DE SAN CRISTOBAL DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DEPARTAMENTO DE SAN MARTIN
 FECHA : SETIEMBRE DEL 2018 HORA DE ENSAYO 08:22:00 a.m.

Sondaje : C-01
 Muestra : UNICA

Profundidad : 3.00 m
 Estado : REMOLDEADO

Velocidad : 0.50 mm/min
 Clasificación SUCS : GP-GM

ESPECIMEN 1

Altura: 20.00 mm
 Lado: 60.00 mm
 D. húmeda: 2.033 g/cm³
 D. Seca: 1.920 g/cm³
 Humedad: 5.44 %
 Est. Normal: 0.56 kg/cm²
 Est. Corte: 0.35 kg/cm²

ESPECIMEN 2

Altura: 20.00 mm
 Lado: 60.00 mm
 D. húmeda: 2.032 g/cm³
 D. Seca: 1.927 g/cm³
 Humedad: 5.44 %
 Est. Normal: 1.11 kg/cm²
 Est. Corte: 0.71 kg/cm²

ESPECIMEN 3

Altura: 20.00 mm
 Lado: 60.00 mm
 D. húmeda: 2.032 g/cm³
 D. Seca: 1.927 g/cm³
 Humedad: 5.44 %
 Est. Normal: 1.67 kg/cm²
 Est. Corte: 1.06 kg/cm²

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (t/g)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.05	0.10
0.06	0.09	0.16
0.12	0.12	0.22
0.16	0.16	0.28
0.30	0.19	0.35
0.45	0.23	0.41
0.60	0.25	0.45
0.75	0.27	0.47
0.90	0.28	0.49
1.05	0.29	0.51
1.20	0.30	0.53
1.50	0.32	0.55
1.80	0.33	0.57
2.10	0.33	0.57
2.40	0.33	0.57
2.70	0.33	0.57
3.00	0.34	0.57
3.60	0.34	0.57
4.20	0.34	0.57
4.80	0.35	0.57
5.40	0.35	0.57
6.00	0.35	0.57

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (t/g)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.07	0.06
0.06	0.11	0.10
0.12	0.19	0.17
0.16	0.26	0.24
0.30	0.34	0.30
0.45	0.39	0.35
0.60	0.43	0.38
0.75	0.45	0.40
0.90	0.46	0.42
1.05	0.50	0.44
1.20	0.53	0.46
1.50	0.55	0.48
1.80	0.56	0.51
2.10	0.60	0.52
2.40	0.61	0.53
2.70	0.63	0.54
3.00	0.65	0.55
3.60	0.66	0.56
4.20	0.67	0.56
4.80	0.69	0.57
5.40	0.70	0.57
6.00	0.71	0.57

Desp. lateral (mm)	Esfuerzo de Corte (kg/cm ²)	Esfuerzo Normalizado (t/g)
0.00	0.00	0.00
0.03	0.05	0.05
0.06	0.14	0.08
0.12	0.25	0.15
0.16	0.37	0.22
0.30	0.45	0.29
0.45	0.55	0.33
0.60	0.60	0.36
0.75	0.64	0.38
0.90	0.65	0.40
1.05	0.71	0.42
1.20	0.75	0.44
1.50	0.79	0.46
1.80	0.83	0.46
2.10	0.87	0.50
2.40	0.90	0.52
2.70	0.93	0.53
3.00	0.95	0.54
3.60	0.99	0.56
4.20	1.00	0.56
4.80	1.02	0.56
5.40	1.05	0.57
6.00	1.06	0.57

OBSERVACIONES: Muestra remoldeada a la humedad de campo, y la densidad de remoldeo al 90% de la densidad de campo para poder cumplir con los pesos establecidos y considerados para la caja de corte de 60 x 60.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN

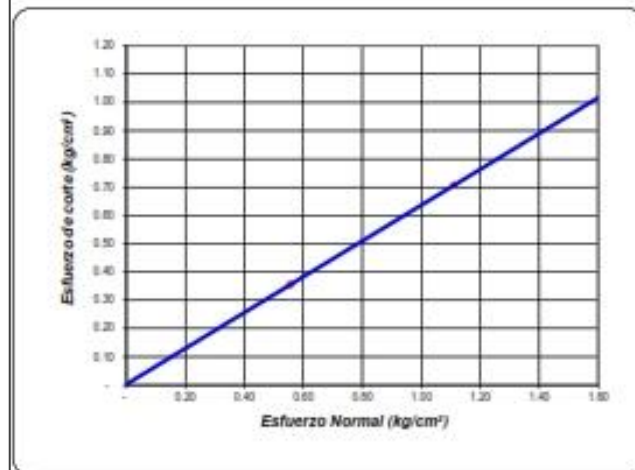
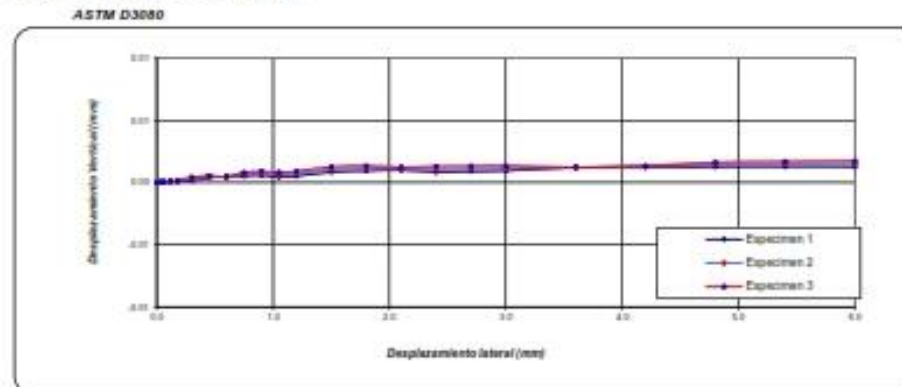
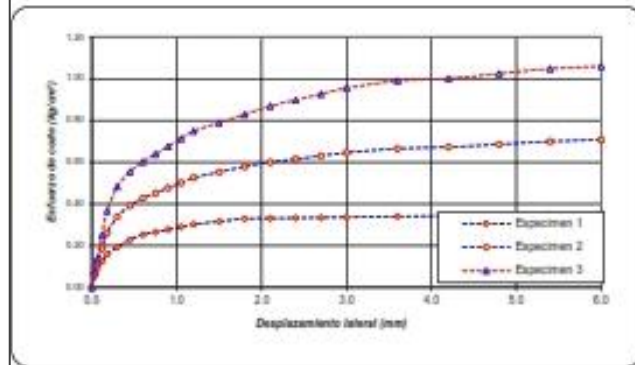
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y PAVIMENTOS-FICA

TELEFAX 521402 - CIUDAD UNIVERSITARIA



ENSAYO DE CORTE DIRECTO RESIDUAL



ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D3080			
PROYECTO	CREACION DEL SERVICIO DE PROTECCION FRENTE A INUNDACIONES EN LA M.D DEL RIO HUALLAGA		
	LOCALIDAD DE LEDOY, DISTRITO DE HUALLAGA, PROV. DE BELLAVISTA, DEPARTAMENTO DE SAN MARTIN		
SOLICITANTE	BACHILLER OSCAR XAVIER JIMENO VENEGAS		
UBICACIÓN	LOCALIDAD DE SAN CRISTOBAL DE PUERTO RICO, PROVINCIA DE PICOTA, DEPARTAMENTO DE SAN MARTIN		
FECHA	SEPTIEMBRE DEL 2016		
	Sondaje : C-01	Profundidad : 3.00 m	
	Muestra : UNICA	Estado : REMOLDEADO	
Nº ANILLO	1	2	3
Esfuerzo Normal	0.50	1.11	1.67
Esfuerzo de corte	0.30	0.71	1.06
Resultados:			
Cohesión (c):	0.00 kg/cm ²		
Ang. Fricción (φ):	32 °		

ANEXO 04: Padrón de beneficiarios.

Padrón de beneficiarios -2020

Ítem	Calle /avenida	Mz	lote	cnx	Habita SI/NO	N° habitan	Datos del propietario		Observación
							Nombres y apellidos	DNI	
1	Carretera Fernando B. Terry	P1	1		NO				Lote vacío
2	Carretera Fernando B. Terry	P1	2		SI	3			No se encontró (propietario)
3	Carretera Fernando B. Terry	P1	3		SI				Iglesia
4	Carretera Fernando B. Terry	O1	1		SI	4			No se encontró (propietario)
5	Carretera Fernando B. Terry	O1	2		SI	5	Santos Chávez Contreras	011400528	Propietario titular
6	Carretera Fernando B. Terry	O1	3		SI	4	Daniel Chicoma	01141531	No se encontró (propietario)
7	Psj. Santa Inés	O1	4		NO		Rosa Valder Tesen		Lote vacío
8	Carretera Fernando B. Terry	Q1	1		SI				No se encontró (propietario)
9	Carretera Fernando B. Terry	Q1	2		SI				No se encontró (propietario)
10	Jr. José Arévalo	N1	1		SI				No se encontró (propietario)
11	Jr. Santa Inés	Ñ1	1		SI	4			Casa en alquiler
12	Jr. Santa Inés	Ñ1	2		NO				Lote vacío
13	Jr. Santa Inés	Ñ1	3		NO				Lote vacío
14	Jr. Santa Inés	Ñ1	4		SI	4	Ana Mejía García	48183262	Propietario titular
15	Jr. Santa Inés	Ñ1	5		NO				Lote vacío
16	Jr. Puerto Rico	J1	1		SI	3			No se encontró (propietario)
17	Jr. Eduardo Peña Meza	J1	2		SI	4			No se encontró (propietario)
18	Jr. Eduardo Peña Meza	J1	3		SI	3	Kustcher B. Salazar Carranza	44417574	Propietario titular
19	Jr. Eduardo Peña Meza	J1	4		SI	5	Mielina Isuiza Sangama	47452312	Propietario titular
20	Jr. Eduardo Peña Meza	J1	5		NO				Lote vacío
21	Jr. Eduardo Peña Meza	J1	6		SI	5			No se encontró (propietario)
22	Jr. Eduardo Peña Meza	J1	7		SI	4	Leovina Putpaña Isuiza	44498708	Propietario titular
23	Jr. Eduardo Peña Meza	J1	8		SI	3	Filomena Artiaga Herrera	43852990	Propietario titular
24	Jr. Eduardo Peña Meza	J1	9		SI	4			No se encontró (propietario)
25	Jr. Santa Inés	J1	10		SI	4	Natalia Shupingahua Fasabi	00922549	Propietario titular
26	Jr. Santa Inés	J1	11		NO				Lote vacío

27	Jr. Comercio	J1	12		SI	4	Segundo Calderon Raico	17830995	Propietario posesionario c/venta
28	Jr. Comercio	J1	13		NO		María Fernández coronel	43768819	Lote vacío
29	Jr. Puerto Rico	J1	14		NO				Lote vacío
30	Jr. Eduardo Peña Meza	K1	1		SI	5			No se encontró (propietario)
31	Jr. Puerto Rico	K1	2		NO				Lote vacío
32	Jr. Puerto Rico	K1	3		SI	4	Pedro P. Romero Córdova	03359233	Propietario posesionario c/venta
33	Jr. Puerto Rico	K1	4		SI	5	Edman Urquía Pinchi	01140524	Propietario titular
34	Jr. Puerto Rico	K1	5		SI	3			No se encontró (propietario)
35	Jr. José Arévalo	K1	6		NO		Comisión de Regantes		Lote vacío
36	Jr. José Arévalo	K1	7		SI	5			No se encontró (propietario)
37	Jr. Santa Inés	K1	8		NO				Lote vacío
38	Jr. Santa Inés	K1	9		NO		Yuri Upiachihua Pizango		Lote vacío
39	Jr. Santa Inés	K1	10		NO				Lote vacío
40	Jr. Santa Inés	K1	11		SI				Iglesia
41	Jr. Santa Inés	K1	12		SI	4	José Hernández Chicoma	47976408	Propietario posesionario c/venta
42	Jr. Santa Inés	K1	13		SI	4	María C. Nuñez Izquierdo		Propietario titular
						3	Marleni vega Díaz	48845097	Inquilina
43	Jr. Santa Inés	K1	14		NO				Lote vacío
44	Jr. Eduardo Peña Meza	K1	15		NO				Lote vacío
45	Jr. Eduardo Peña Meza	K1	16		SI				No se encontró (propietario)
46	Jr. Eduardo Peña Meza	K1	17		SI	4	Marcelo García Upiachihua	01127413	Propietario titular
47	Jr. Eduardo Peña Meza	K1	18		SI	3	Janet Uriarte Alarcón	01163602	Propietario titular
48	Jr. Eduardo Peña Meza	K1	19		SI	3			No se encontró (propietario)
49	Jr. José Arévalo	L1	1		SI	4	Judit Meléndez Cocalle	01102164	propietario posesionario c/venta
50	Jr. Puerto Rico	L1	2		SI	5			Propiedad en alquiler
51	Jr. Puerto Rico	L1	3		SI	4	Deni Upiachihua Sanancino		Propietario titular
52	Jr. Puerto Rico	L1	4		SI	6			No se encontró (propietario)
53	Jr. Puerto Rico	L1	5		SI	3			No se encontró (propietario)
54	Jr. Puerto Rico	L1	6		NO				Lote vacío
55	Prolongación San Juan	L1	7		SI	6			No se encontró (propietario)

56	Prolongación San Juan	L1	8	SI	5			No se encontró (propietario)
57	Prolongación San Juan	L1	9	SI	4			No se encontró (propietario)
58	Prolongación San Juan	L1	10	SI	3			No se encontró (propietario)
59	Jr. Santa Inés	L1	11	NO				Lote vacío
60	Jr. Santa Inés	L1	12	SI	4	Elmer Sangama Sinviri	45012476	Propietario posesionario c/venta
61	Jr. Santa Inés	L1	13	NO				Lote vacío
62	Jr. Santa Inés	L1	14	NO				Lote vacío
63	Jr. Santa Inés	L1	15	NO				Lote vacío
64	Jr. José Arévalo	L1	16	NO				Lote vacío
65	Jr. José Arévalo	L1	17	SI	4	Sarela Mendoza Hernández		Propietario titular
66	Jr. José Arévalo	L1	18	SI	5	Geiner Vásquez Chicoma	48012546	Propietario posesionario c/venta
67	Jr. José Arévalo	L1	19	SI	4	Elida Chicoma Vásquez	43219617	Propietario titular
68	Jr. José Arévalo	L1	20	NO				Lote vacío
69	Jr. José Arévalo	L1	21	SI	5	Daniel Chicoma Valdera		Propietario posesionario c/venta
70	Jr. José Arévalo	H1	1	SI	4	Roció Chujutalli Sajami	44697077	Propietario titular
71	Jr. Alejandro Reyna	H1	2	SI	5	Magnus Ushiñahua jimeno	01101706	Propietario titular
72	Jr. Alejandro Reyna	H1	3	NO				Lote vacío
73	Jr. Alejandro Reyna	H1	4	NO				Lote vacío
74	Jr. Alejandro Reyna	H1	5	NO				Lote vacío
75	Jr. Alejandro Reyna	H1	6	NO				Lote vacío
76	Jr. Puerto Rico	H1	7	NO				Lote vacío
77	Jr. Puerto Rico	H1	8	NO				Lote vacío
78	Jr. Puerto Rico	H1	9	SI	4			No se encontró (propietario)
79	Jr. Puerto Rico	H1	10	SI	4	Derlin Upiachihua Sanancino		Propietario titular
80	Jr. Puerto Rico	H1	11	NO				Lote vacío
81	Jr. Puerto Rico	H1	12	NO				Lote vacío
82	Jr. José Arévalo	H1	13	NO				Lote vacío
83	Jr. José Arévalo	H1	14	SI	3	María Pampa Vargas	43962566	Propietario titular
84	Jr. José Arévalo	H1	15	SI	3			No se encontró (propietario)
85	Jr. José Arévalo	H1	16	SI	5	María e. Chicoma Vásquez	43219616	Propietario titular

86	Jr. José Arévalo	H1	17		SI	3	Norma Delgado Torres	47465709	Propietario titular
87	Jr. José Arévalo	H1	18		SI	4	Daniela Urquía García	42869078	Propietario titular
88	Jr. Comercio	I1	1		SI	3			No se encontró (propietario)
89	Jr. Comercio	I1	2		SI	4			No se encontró (propietario)
90	Jr. Comercio	I1	3		SI	4			No se encontró (propietario)
91	Jr. Comercio	I1	4		SI	5			No se encontró (propietario)
92	Jr. Comercio	I1	5		SI	4	Ida Isuiza Upiachihua	01101378	Propietario posesionario c/venta
93	Jr. Comercio	I1	6		SI	6			No se encontró (propietario)
94	Jr. Comercio	I1	7		SI	5	Julio Delgado Upiachihua	40677686	Propietario titular
95	Jr. Comercio	I1	8		SI	2	Soyla Solano Acuña	01140561	Propietario posesionario c/venta
96	Jr. Alejandro Reyna	I1	9		NO				Lote vacío
97	Jr. Alejandro Reyna	I1	10		SI	3	José b. Vergara Velásquez		Propietario posesionario c/venta
98	Jr. Alejandro Reyna	I1	11		SI	5	Mirían Ojanama Pacaya	01140403	Propietario titular
99	Jr. Alejandro Reyna	I1	12		SI	3	Álvaro Upiachihua Ojanama		Propietario titular
100	Jr. Alejandro Reyna	I1	13		NO		Héctor Corral		Lote vacío
101	Jr. Eduardo Peña Meza	I1	14		SI	4	Ángel Lozano Alcántara	33667489	Propietario titular
102	Jr. Eduardo Peña Meza	I1	15		NO		Leonardo Upiachihua Isuiza		Lote vacío
103	Jr. Eduardo Peña Meza	I1	16		SI	4	Margarita Reategui Huansi	00911787	Propietario titular
104	Jr. Eduardo Peña Meza	I1	17		SI	5	Lionel Pinchi Fasanando	01140672	Propietario titular
105	Jr. Eduardo Peña Meza	I1	18		SI	3	Loysi Isuiza Villanueva	46115064	Propietario posesionario c/venta
106	Jr. Eduardo Peña Meza	I1	19		SI	4	Romer Isuiza Puyo	01140616	Propietario posesionario c/venta
107	Jr. Puerto Rico	I1	20		SI				No se encontró (propietario)
108	Jr. Puerto Rico	I1	21		SI	4			No se encontró (propietario)
109	Jr. Comercio	D1	1		SI	4			No se encontró (propietario)
110	Jr. Nerio García	D1	2		SI	3	Rony Santos Fasanando	45181782	Propietario titular
111	Jr. Nerio García	D1	3		SI	4	Hetel Tenazoa Fasanando	01140597	Propietario titular
112	Jr. Nerio García	D1	4		SI	4			No se encontró (propietario)
113	Jr. Nerio García	D1	5		SI	4	Franklin Sangama Tuanama	80515874	Propietario titular
114	Jr. Eduardo Peña Meza	D1	6		SI	2	Cristo R. Carrasco Buey		Propietario titular
115	Jr. Eduardo Peña Meza	D1	7		SI	4			No se encontró propietario

116	Jr. Eduardo Peña Meza	D1	8		SI	4	Janer Upiachihua Guerra	01140679	Propietario titular
117	Jr. Eduardo Peña Meza	D1	9		SI	3			No se encontró (propietario)
118	Jr. Eduardo Peña Meza	D1	10		SI	5			No se encontró (propietario)
119	Jr. Eduardo Peña Meza	D1	11		SI	3	Lorenzo Urquía Cajas		No se encontró (propietario)
120	Jr. Eduardo Peña Meza	D1	12		SI	3	José e. Ramírez carranza	33827055	Propietario posesionario c/venta
121	Jr. Eduardo Peña Meza	D1	13		SI	4			No se encontró (propietario)
122	Jr. Alejandro Reyna	D1	14		NO		Cecilia del Carmen Pinchi Tenazoa	71707653	Lote vacío (constancia de posición)
123	Jr. Alejandro Reyna	D1	15		SI	4	Weni Araujo Lozano	01140487	Propietario titular
124	Jr. Comercio	D1	16		SI	5	Grodi Pinchi Fasanando	01140566	Propietario titular
125	Jr. Comercio	D1	17		NO		Mayra C. Pinchi Fasanando	71977823	Lote vacío (constancia de posición)
126	Jr. Comercio	D1	18		SI	4			No se encontró (propietario)
127	Jr. Comercio	D1	19		SI	5	Geanira Contreras Upiachihua	42964970	Propietario titular
128	Jr. Comercio	D1	20		SI	2	María Isuiza Tuanama	00972981	Propietario titular
129	Jr. Comercio	D1	21		SI	3	Marina Flores Remaicuna	45598401	Propietario titular
130	Jr. Nerio García	E1	1		SI	4	Aníbal Torres Coronel	43274938	Propietario posesionario c/venta
131	Jr. Nerio García	E1	2		SI	5	Mariela Amasifuén		No se encontró (propietario)
132	Jr. Nerio García	E1	3		SI	4	Ilda Fasanando Sinarahua		No se encontró (propietario)
133	Jr. Nerio García	E1	4		SI	4	Ana J. Julon Vásquez	00827586	Propietario titular
134	Jr. Nerio García	E1	5		NO				Lote vacío
135	Jr. Nerio García	E1	6		SI	3	Nelida Mendoza Pérez		Propietario titular
						1	María I. de la Cruz Quiroz	80274889	Inquilina
136	Jr. Nerio García	E1	7		SI	3			No se encontró (propietario)
137	Jr. Nerio García	E1	8		SI	5	Viky C. Gómez Pérez	72245416	Propietario titular
138	Jr. José Arévalo	E1	9		SI	3			No se encontró (propietario)
139	Jr. José Arévalo	E1	10		SI				No se encontró propietario
140	Jr. José Arévalo	E1	11		SI	3	Rolan Vásquez Arévalo	41492104	Propietario titular
141	Jr. José Arévalo	E1	12		SI	4			No se encontró propietario
142	Jr. Alejandro Reyna	E1	13		SI	4	Qumiston Terrones Fasanando	01101634	Propietario titular
143	Jr. Alejandro Reyna	E1	14		SI	4			No se encontró (propietario)
144	Jr. Alejandro Reyna	E1	15		SI				Losa deportiva

145	Jr. Alejandro Reyna	E1	16		SI	4	Elvia Puyo Isuiza	01160644	Propietario titular
						3	Graciela Tananta Upiachihua	01106065	Inquilina
146	Jr. Eduardo Peña Meza	E1	17		SI	4	Roner García Upiachihua	41188788	Propietario titular
147	Jr. Eduardo Peña Meza	E1	18		SI	5	Nely M. Vásquez Barrantes		Propietario titular
						2	Mayra C. Pinchi Tananta	71977823	Inquilina
148	Jr. Eduardo Peña Meza	E1	19		SI	5	Pericles Ushiñahua Tuanama	40654105	Propietario posesionario c/venta
149	Jr. Eduardo Peña Meza	E1	20		SI		Club de madres		Local
150	Jr. Nerio García	F1	1		SI	3	Santos Abat Abat	43397379	Propietario posesionario c/venta
151	Jr. Nerio García	F1	2		SI	5			No se encontró (propietario)
152	Jr. José Arévalo	F1	3		SI	4	Mary Tuanama Tuanama	80540531	Propietario titular
153	Jr. José Arévalo	F1	4		SI	4	Mitser García Upiachihua	46271420	Propietario titular
154	Jr. José Arévalo	F1	5		SI	3	Ermina Carrasco Buey	80300218	Propietario titular
155	Jr. Alejandro Reyna	F1	6		SI	4	José Fernández Hurtado	01141436	Propietario posesionario c/venta
156	Jr. Alejandro Reyna	F1	7		SI	3	Víctor Burga Dávila	80337842	Propietario titular
157	Jr. Alejandro Reyna	F1	8		SI	3			No se encontró (propietario)
158	Jr. José Arévalo	F1	9		NO				Lote vacío
159	Jr. Comercio	Z	1		SI	3	Nestro Chujandama		Propietario titular (en alquiler)
160	Jr. Comercio	Z	2		NO				Lote vacío
161	Jr. Comercio	Z	3		SI	4			No se encontró (c. en alquiler)
162	Jr. Comercio	Z	4		SI	3			No se encontró (c. en alquiler)
163	Jr. Comercio	Z	5		SI	2	Lisbeth Rivadeneira Upiachihua	44392274	Propietario titular
164	Jr. Comercio	Z	6		SI	4	Judit Upiachihua Rodríguez	01101490	Propietario titular
165	Jr. Comercio	Z	7		SI	4	Ever Rengifo Chujutalli		Propietario titular
166	Jr. Comercio	Z	8		SI	3	María Rojas Vargas	01053305	Propietario titular
167	Jr. Comercio	Z	9		SI	3	Orfith Shuña Ysuiza	80459720	Propietario titular
168	Jr. Comercio	Z	10		SI	4	Reyter Cisnero Rivera	01140480	Propietario titular
169	Jr. Comercio	Z	11		SI	4			No se encontró (propietario)
170	Jr. Comercio	Z	12		SI	3			No se encontró (propietario)
171	Jr. Comercio	Z	13		SI	4			No se encontró (propietario)
172	Jr. Comercio	Z	14		SI	3			No se encontró (propietario)

173	Jr. Comercio	Z	15		NO				Lote vacío
174	Jr. Comercio	Z	16		SI	2			No se encontró (propietario)
175	Jr. Comercio	Z	17		SI	3			No se encontró (propietario)
176	Jr. Comercio	Z	18		SI	4	Angy S. Bartra Fernández	42809377	Propietario titular
177	Jr. Comercio	Z	19		SI	4			No se encontró (propietario)
178	Jr. Comercio	Z	20		NO				Lote vacío
179	Prolongación San Juan	S	1		NO				Lote vacío
180	Prolongación San Juan	S	2		SI	2	Carmen Upiachihua Ponce		Propietario titular
181	Prolongación San Juan	S	3		NO				Lote vacío
182	Prolongación San Juan	S	4		SI	3			No se encontró (propietario)
183	Prolongación San Juan	S	5		SI	4	Riki Upiachihua Caballero		Propietario titular
184	Prolongación San Juan	S	6		SI	4	Ruister Armas Reátegui	00869127	Propietario posesionario c/venta
185	Prolongación San Juan	S	7		SI	2	Llorlin Salas Arévalo		Propietario posesionario c/venta
186	Prolongación San Juan	S	8		NO				Lote vacío
187	Prolongación San Juan	S	9		SI	4	Edwin Urquía Upiachihua	01101842	Propietario titular
188	Prolongación San Juan	S	10		SI	3	Santos A. Culque Guarniz	01101785	Propietario titular
189	Jr. Nerio García	S	11		NO				Lote vacío
190	Jr. Nerio García	S	12		NO				Lote vacío
191	Prolongación San Juan	SA	1		SI	3			No se encontró (propietario)
192	Prolongación San Juan	SA	2		NO				Lote vacío
193	Prolongación San Juan	SA	3		NO				Lote vacío
194	Prolongación San Juan	SA	4		NO				Lote vacío
195	Prolongación San Juan	SA	5		SI	2	Rosa Guevara García	45209898	Propietario titular
196	Prolongación San Juan	SA	6		SI	4	Telma Upiachihua Urquía	01101876	Propietario titular
197	Prolongación San Juan	SA	7		SI	5			No se encontró (propietario)
198	Prolongación San Juan	SA	8		SI	3			No se encontró (propietario)
199	Jr. Bolognesi	B	1		SI	4			No se encontró (propietario)
200	Jr. Bolognesi	B	2		SI	5			No se encontró (propietario)
201	Jr. Bolognesi	B	3		SI	3			No se encontró (propietario)
202	Jr. Bolognesi	B	4		SI	3	Erasmó Upiachihua Pizango	01101832	Propietario titular

203	Jr. Bolognesi	B	5	SI	4	Basita Tenazoa rivera	42710000	Propietario titular
204	Jr. Bolognesi	B	6	SI	4			No se encontró (propietario)
205	Jr. Bolognesi	B	7	SI	3	Elmer paulino diestra		Propietario titular
206	Jr. Bolognesi	B	8	SI	3			No se encontró propietario
207	Jr. Miguel Grau	C	1	NO				Lote vacío
208	Jr. Miguel Grau	C	2	SI	4	José A. Upiachihua Pinchi	01101439	Propietario titular
209	Jr. Miguel Grau	C	3	SI	4	Wener Upiachihua Puyo	01101253	Propietario titular
210	Jr. Miguel Grau	C	4	SI	2	Aquiles Upiachihua Puyo		Propietario titular
211	Jr. Miguel Grau	C	5	SI	3	Haner Pérez Upiachihua	01140435	Propietario titular
212	Jr. Comercio	C	6	SI	4	Mercy Urquía Ushiñahua	42567131	Propietario titular
213	Jr. Comercio	C	7	SI	4			No se encontró (propietario)
214	Jr. Miguel Grau	D	1	SI				Local comunal (municipalidad)
215	Jr. Miguel Grau	D	2	SI	5			No se encontró (propietario)
216	Jr. Miguel Grau	D	3	SI	3	Vanesa Upiachihua Pinchi	80536950	Propietario titular
217	Jr. Miguel Grau	D	4	SI	4	Doris chujutalli Sangama	01140682	Propietario titular
218	Jr. Miguel Grau	D	5	SI	4	Juana Sangama Pinchi		Propietario titular
219	Jr. Miguel Grau	D	6	SI	3	Lita García Tuanama	01140464	Propietario titular
220	Jr. Miguel Grau	D	6 A	SI	4			No se encontró (propietario)
221	Jr. Miguel Grau	D	7	SI	4			No se encontró (propietario)
222	Jr. Miguel Grau	D	8	SI	3			No se encontró (propietario)
223	Jr. Bolognesi	D	9	NO				Lote vacío
224	Jr. Bolognesi	D	10	SI	3			No se encontró (propietario)
225	Jr. Bolognesi	D	11	SI	4	Enit Pashanaste Sangama	00876506	Propietario titular
226	Jr. Bolognesi	D	12	SI	4	Celina Sinarahua Pashanaste	01140525	Propietario titular
227	Jr. Bolognesi	D	13	SI	5	María a. Fasanando Sinarahua	43573444	Propietario posesionario c/venta
228	Jr. Bolognesi	D	14	SI	3	Lilia Upiachihua Pizango	44539094	Propietario titular
229	Jr. Comercio	D	15	SI	4	Dora Pizango Mendoza		Propietario titular
230	Jr. Comercio	D	16	SI	4	Mayra y. Upiachihua Pizango	46000952	Propietario titular
231	Jr. Huallaga	E	1	SI	3	Gabriela Upiachihua Girano	80321181	Propietario titular
232	Jr. Huallaga	E	2	SI	3	Segundo Isuiza Tuanama		Inquilino

233	Jr. Huallaga	E	3	SI	4			No se encontró (propietario)
234	Jr. Bolognesi	E	4	SI		ENCI (municipalidad)		Local comunal (municipalidad)
235	Jr. Bolognesi	EA	1	SI	5			No se encontró (propietario)
236	Jr. Bolognesi	EA	2	NO				Lote vacío
237	Calle Lamas	F	1	NO		Leoncio Pinchi Macahuachi		Lote vacío
238	Calle Lamas	F	2	NO				Lote vacío
239	Calle Lamas	F	3	NO				Lote vacío
240	Jr. Miguel Grau	G	1	SI	4	Ipsen Fasanando Tenazoa	01080552	Propietario titular
241	Jr. Huallaga	G	2	SI	4	Sulmira Tuanama Isuiza	01101239	Propietario titular
242	Jr. Huallaga	G	3	SI	5	María v. Aranda Salazar	80611956	Propietario titular
243	Jr. Huallaga	G	4	SI	2	Walter J. Pinchi Isuiza		Propietario titular
					4	Beatriz Isuiza caballero	01101584	Mamá
244	Jr. Huallaga	G	5	SI	3			No se encontró (propietario)
245	Jr. Huallaga	G	6	SI				No se encontró (propietario)
246	Jr. Huallaga	G	7	SI	3	Enit Vela Pashanasi		Propietario titular
					4	Adilia Sangama Pinchi		Abuelita
247	Jr. Huallaga	G	8	SI	5	Rosio del Pilar Pinchi Upiachihua	72026646	Propietario titular
248	Jr. San Martín	G	9	SI	3	Minor Pinchi Upiachihua		No se encontró propietario
249	Calle Lamas	G	10	NO				Lote vacío
250	Jr. Miguel Grau	G	11	SI	4	Clara Pinchi Laulate		No se encontró propietario
251	Jr. Miguel Grau	G	12	NO				Lote vacío
252	Jr. Miguel Grau	G	13	SI	3	Reimera Ushiñahua Pizango	01140412	Propietario titular
253	Jr. Miguel Grau	H	1	SI				Municipalidad Distrital San Cristóbal de Puerto Rico
254	Jr. Comercio	H	2	SI	4	Ulisa Urquía de Ponce	01101294	Propietario titular
255	Jr. Comercio	H	3	SI	3	Loisi Fasanando Puyo	07742613	Propietario titular
256	Jr. Comercio	H	4	SI	3	Jackson Malpartida B.		No se encontró (propietario)
257	Jr. Comercio	H	5	SI	4	Tenarda Puyo Isuiza	01149027	Propietario titular
258	Jr. Comercio	H	6	SI	4	Jhonny K. García Puyo	44413942	Propietario titular
259	Jr. Comercio	H	7	SI	3	Roger A. Delgado Valera	01101874	Propietario titular

260	Jr. Comercio	H	8		SI	3	Ricardo Tenazoa R.		propiedad en alquiler
261	Jr. San Martín	H	9		SI	4	Marcionila Villanueva Valdez	01117092	Propietario titular
262	Jr. San Martín	H	10		SI	4	Patric Navarro Villanueva	71479819	Propietario titular
263	Jr. San Martín	H	11		SI	5	Abdías Upiachihua Urquía	01101875	Propietario titular
264	Jr. San Martín	H	12		SI	4	Julisa Aspajo Puyo	48531938	Propietario posesionario c/venta
265	Jr. San Martín	H	13		SI	3	Neiser pinche Puyo	01101498	Propietario titular
266	Jr. San Martín	H	14		SI	4	Nataly Pérez Pinchi		Propietario titular
267	Jr. Huallaga	H	15		SI	3		01081147	No se encontró (propietario)
268	Jr. Huallaga	H	16		SI	4	Elguita Pérez Cumapa	01101519	Propietario titular
269	Jr. Huallaga	H	17		NO				Lote vacío (terreno municipal)
270	Jr. Huallaga	H	18		SI	4	Julia Pinchi Upiachihua	01101226	Propietario titular
271	Jr. Huallaga	H	19		SI	3			No se encontró (propietario)
272	Jr. Miguel Grau	H	20		SI	4	Yosie Upiachihua Girano	01140416	Propietario titular
273	Jr. Miguel Grau	H	21		SI	3	María c. Urquía de Ruíz		No se encontró (propietario)
274	Jr. Miguel Grau	H	22		SI	2			No se encontró (propietario)
275	Jr. Miguel Grau	H	23		SI	3	Sarita E. Vela Ponce	43580440	Propietario titular
276	Jr. Miguel Grau	H	24		SI	4	Jasmila Ponce Urquía	01101954	Propietario titular
277	Jr. Eduardo Peña Meza	I	1		SI	3	Miguel Navarro García		Propietario titular
278	Jr. Eduardo Peña Meza	I	1A		SI	3	Miguel Navarro García		Propietario titular
279	Jr. Eduardo Peña Meza	I	2		SI	3	Emigdio Caballero Rodríguez		No se encontró (propietario)
280	Jr. Eduardo Peña Meza	I	3		SI	3			No se encontró (propietario)
281	Jr. Eduardo Peña Meza	J	1		SI				Propiedad municipal(vivero)
282	Jr. Eduardo Peña Meza	J	2		SI	3			No se encontró (propietario)
283	Jr. Eduardo Peña Meza	J	3		SI	4			No se encontró (propietario)
284	Jr. Eduardo Peña Meza	J	4		SI	3	Belinda Paredes García	48499383	Propietario titular
285	Jr. Eduardo Peña Meza	J	5		SI	5			No se encontró (propietario)
286	Jr. Eduardo Peña Meza	J	6		SI	2	Héctor Pinchi Upiachihua	01101383	Propietario titular
287	Jr. San Martín	K	1		SI	3			No se encontró (propietario)
288	Jr. Eduardo Peña Meza	K	2		SI	3	Norith Upiachihua del castillo	80459829	Propietario posesionario
289	Jr. Eduardo Peña Meza	K	3		SI	4	Cesar Salas Salas	01128169	Propietario titular

290	Jr. Eduardo Peña Meza	K	4		NO				Lote vacío
291	Jr. Eduardo Peña Meza	K	5		SI	2	Ricardo Ríos Gómez	40502508	Propietario titular
292	Jr. Independencia	K	6		SI	3	norita Isuiza Upiachihua	01101873	Propietario titular
293	Jr. Independencia	K	7		SI	2	katerine Chujandama Leveau	01140683	Propietario titular
294	Jr. Independencia	K	8		SI	3	Lester Chujandama Leveau	01101901	Propietario posesionario c/venta
295	Jr. Comercio	K	9		SI	3			No se encontró (propietario)
296	Jr. Comercio	K	10		SI	4			No se encontró (propietario)
297	Jr. Comercio	K	11		SI	2	Edith Cisneros Rivera	01101477	Propietario posesionario c/venta
298	Jr. San Martín	K	12		SI				Iglesia
299	Jr. San Martín	K	13		SI	2	Elgina Tenazoa Upiachihua	01101315	Inquilina
300	Jr. San Martín	K	14		SI	3	Ketty Y. Fasanando Cisneros	44821641	Propietario titular
301	Jr. San Martín	K	15		NO				Lote vacío
302	Jr. San Martín	K	16		SI	2	Balduino Rengifo García		Propietario titular
						3	Doris Sandoval Urquía	76286406	Nuera
303	Jr. San Martín	K	17		SI	3			No se encontró (propietario)
304	Jr. Comercio	L	1		SI	4	Santos Laulate Urquía	0086412	Propietario titular
305	Jr. Comercio	L	2		NO				Lote vacío
306	Jr. Comercio	L	3		SI	3	David S. Upiachihua Urquía	01101902	Propietario titular
307	Jr. Comercio	L	4		SI	2			No se encontró (propietario)
308	Jr. Independencia	L	5		SI	3			No se encontró (propietario)
309	Jr. Independencia	L	6		SI	4	Weiner Vela Pinchi		Propietario titular
310	Jr. Huallaga	L	7		SI	2	Susan J. contreras Upiachihua	47868427	Propietario titular
311	Jr. Huallaga	L	8		SI	3	Samuel Calderón Quito		Propietario posesionario c/venta
312	Jr. Huallaga	L	9		NO				Lote vacío
313	Jr. San Martín	L	10		SI	4	Reyes Ramírez Ruíz	01101435	Propietario titular
314	Jr. San Martín	L	11		SI	3	Carlos Urquía Upiachihua	01140589	Propietario titular
315	Jr. San Martín	L	12		NO				Lote vacío
316	Jr. San Martín	L	13		SI	3	Mardonio Upiachihua Urquía	01101802	Propietario titular
317	Jr. San Martín	L	14		SI	2			No se encontró (propietario)
318	Jr. Huallaga	M	1		SI	4	Karen Pinchi		No se encontró (propietario)

319	Jr. Huallaga	M	2	SI	3	Fredis Alvarado Neyra	42335739	Propietario posesionario c/venta
320	Jr. Huallaga	M	3	SI	2	Rosa Rojas Sifuentes	70251200	Inquilina
321	Jr. Huallaga	M	4	SI	4	Teresa García Tuanama	01101538	Propietario titular
322	Jr. Huallaga	M	5	SI	3	Susan j. Contreras Upiachihua	47868427	Propietario titular
323	Jr. Huallaga	M	6	SI	2	Gianira Contreras Upiachihua	42964970	Propietario titular
324	Jr. Huallaga	M	7	SI	2	Carmela Upiachihua Tenazoa	80459725	Propietario titular
325	Jr. San Martín	M	8	NO				Lote vacío
326	Jr. San Martín	M	9	NO				Lote vacío
327	Calle Lamas	N	1	SI	3	José M. Ruíz Abanto	01134311	Propietario titular
328	Calle Lamas	N	2	SI	3	Rodolfo Vásquez Campos		No se encontró (propietario)
329	Calle Lamas	Ñ	1	SI				No se encontró (propietario)
330	Jr. Huallaga	O	1	SI	4			No se encontró (propietario)
331	Jr. Huallaga	O	2	SI	4	Rolan Vásquez Arévalo		Propietario titular
					3	Willson Tananta de la cruz	01140626	Suegro
332	Jr. Huallaga	O	3	SI	2	Geyner Pinchi caballero		Propietario titular
					3	Orosia Fasanando de Pinchi	01101330	Esposa
333	Jr. Huallaga	O	4	SI	2	Orosia Fasanando de Pinchi	01101330	Propietario titular
334	Jr. Huallaga	O	5	SI	4	Israel Upiachihua Cumapa	01101322	Propietario posesionario c/venta
335	Jr. Huallaga	O	6	SI	4			No se encontró (propietario)
336	Jr. Comercio	P	1	SI	3	Madsudaira Pérez Ruíz	01081102	Propietario titular
337	Jr. Comercio	P	2	SI	3			No se encontró (propietario)
338	Jr. Comercio	P	3	SI	2	Deymer Campos Rodríguez	47581326	Propietario titular
339	Jr. Comercio	P	4	SI	2	Bastiluz campos Rodríguez	72242307	Propietario titular
340	Jr. Comercio	P	5	SI	3	Lusmit Rodríguez Pérez	01140461	Propietario titular
341	Jr. Arica	P	6	NO				Lote vacío
342	Jr. Huallaga	P	7	SI	4			No se encontró (propietario)
343	Jr. Huallaga	P	8	SI	3			No se encontró (propietario)
344	Jr. Huallaga	P	9	SI	4			No se encontró (propietario)
345	Jr. Huallaga	P	10	SI	2	María D. Upiachihua Amasifuén	43247462	Propietario titular
346	Jr. Huallaga	P	11	SI	3	Alfonso Satalaya Fasabi		Propietario titular





347	Jr. Huallaga	P	12		SI	4	Jony P. Upiachihua Putpaña	40529574	Propietario titular
348	Jr. Huallaga	P	13		NO				Lote vacío
349	Jr. Independencia	P	14		SI	4			No se encontró (propietario)
350	Jr. Independencia	P	15		SI	3	Egner Pardo Caballero	46484364	Propietario titular
351	Jr. Independencia	P	16		SI	2			No se encontró (propietario)
352	Jr. Independencia	Q	1		SI	3	Nelly Guerra Gómez	01140581	Propietario titular
353	Jr. Eduardo Peña Meza	Q	2		SI				Iglesia
354	Jr. Arica	Q	3		SI	4	Jorge Cometivos Sangama		No se encontró (propietario)
355	Jr. Arica	Q	4		SI	5	Mariela Cometivos Pinchi		No se encontró (propietario)
356	Jr. Arica	Q	5		SI	6	Irma luna Urquía	01140546	Propietario titular
357	Jr. Comercio	Q	6		SI	2	Octavio Pinchi caballero		Propietario titular
358	Jr. Comercio	Q	7		SI	3	Wilber Pinchi caballero		Propietario titular
359	Jr. Comercio	Q	8		SI	3	Humberto Pinchi salas	44840718	Propietario titular
360	Jr. Comercio	Q	9		SI	3	Roily Pinchi salas	45237551	Propietario titular
361	Jr. Comercio	Q	10		SI	2			No se encontró (propietario)
362	Jr. Comercio	Q	11		SI	4	Jesús E. Velasco López	01101226	Propietario titular
363	Jr. Comercio	Q	12		SI	6			No se encontró (propietario)
364	Jr. Independencia	Q	13		SI	3	Florita Ponce Upiachihua	01140420	Propietario titular
365	Jr. Independencia	Q	14		SI	2	Ambrosio Tuesta Chávez		No se encontró (propietario)
366	Jr. Independencia	Q	15		SI	3			No se encontró (propietario)
367	Jr. Independencia	Q	16		SI	4			No se encontró (propietario)
368	Jr. Eduardo Peña Meza	R	1		SI	3			No se encontró (propietario)
369	Jr. Eduardo Peña Meza	R	2		SI	4			No se encontró (propietario)
370	Jr. Eduardo Peña Meza	R	3		SI	3	William la rosa Pérez	80616018	Propietario posesionario c/venta
371	Jr. Arica	R	4		NO		Oswalda Upiachihua Cometivos	01101836	Lote vacío
372	Jr. Arica	T	1		SI	4			No se encontró (propietario)
373	Jr. Arica	T	2		SI	3	Andrés Peña Daza	01140410	Propietario titular
374	Jr. Arica	T	3		SI	1			No se encontró (propietario)
375	Jr. Comercio	T	4		SI	2			No se encontró (propietario)
376	Jr. Comercio	T	5		SI	4			No se encontró (propietario)

377	Jr. Comercio	T	6	SI	4	Engelberto Rodríguez Sánchez	01101844	Propietario titular
378	Jr. Comercio	T	7	SI	3			No se encontró (propietario)
379	Jr. Comercio	T	8	SI	2			No se encontró (propietario)
380	Jr. Armando Puyo	T	9	SI	3	Enardith Ushiñahua Tuanama	01140698	Propietario titular
381	Jr. Armando Puyo	T	10	SI	4	Walter Cisneros Rivero	80459713	Propietario titular
382	Jr. Comercio	U	1	SI				Colegio primario
383	Jr. Comercio	U	2	SI	4	Darwin Upiachihua Rodríguez	01101855	Propietario titular
384	Jr. Comercio	U	3	SI	2	Erlith Puyo Upiachihua	42489788	Propietario titular
385	Jr. Armando Puyo	U	4	SI	3	Francisco A. Flores Puyo	72242296	Propietario titular
386	Jr. Armando Puyo	U	5	SI	4	Guillermo Pérez Upiachihua	01101846	Propietario posesionario c/venta
387	Jr. Armando Puyo	U	6	SI				I.E. Inicial
388	Jr. Huallaga	V	1	NO				Lote vacío
389	Jr. Huallaga	V	2	NO				Lote vacío
390	Jr. Huallaga	V	3	NO				Lote vacío
391	Jr. Huallaga	V	4	SI	2	Julio Putpaña Putpaña	80211046	Propietario titular
392	Jr. Huallaga	V	5	SI	4	José Putpaña Putpaña	01106870	Propietario posesionario c/venta
393	Jr. Huallaga	V	6	SI	4	Lisbet Putpaña Putpaña	01140475	Propietario titular
394	Jr. Huallaga	X	1	SI	4	Elliber Carbajal Tuanama		Propietario titular
395	Jr. Huallaga	X	2	SI	3	Matilde Panduro Pérez de Carbajal	01141525	Propietario titular
396	Jr. Huallaga	X	3	NO		Valerio		Lote vacío
397	Jr. Huallaga	X	4	SI	4	Liz Archeri		Propietario titular
398	Jr. Huallaga	X	5	SI	4	Marilu Sanancino		Propietario titular
399	Jr. Huallaga	X	6	SI	3	Bety Cachique Salas		Propietario titular
400	Jr. Huallaga	X	7	SI	4	Olga Rubí Rengifo Pérez		Propietario titular
401	Jr. Unión	X	8	SI		Lorenzo Ríos		No se encontró (propietario)
402	Calle s/n	X	9	SI		Winque Sanancino		No se encontró (propietario)
403	Jr. Unión	X2	1	SI		Washinton Carrasco		No se encontró (propietario)
404	Jr. Huallaga	X1	1	SI	4	Alicia Reategui		Propietario titular
405	Jr. Huallaga	X1	2	SI	4	Luis Reategui		Propietario titular
406	Jr. Huallaga	X1	3	NO				Lote vacío

407	Jr. Huallaga	X1	4		SI	4	Amelia Isuiza Isuiza		Propietario titular
408	Jr. Huallaga	X1	5		SI	2	Aquiles Upiachihua		Propietario titular
409	Jr. Huallaga	X1	6		NO		Rene Sinti		Lote vacío
410	Jr. Armando Puyo	Y	1		SI				Colegio secundario
411	Jr. Comercio	Y	2		SI	5	Lumira García Upiachihua	42055420	Propietario titular
412	Jr. Comercio	Y	3		NO				Lote vacío
413	Jr. Comercio	Y	4		SI	4			No se encontró (propietario)
414	Jr. Comercio	Y	5		SI	3	Arquímedes Fernández Ushiñahua	01101381	Propietario titular
415	Jr. Comercio	Y	6		SI	2			No se encontró (propietario)
416	Jr. Unión	Y	7		SI	4			No se encontró (propietario)
417	Jr. Unión	Y	8		SI	4			No se encontró (propietario)
418	Jr. Unión	Y	9		NO				Lote vacío
419	Jr. Unión	Y	10		NO				Lote vacío
420	Jr. Comercio	A1	1		SI	4	Claber Huamán Laulate	08542818	Propietario titular
421	Jr. Comercio	A1	2		SI	4			No se encontró (propietario)
422	Jr. Comercio	A1	3		SI	3	Alindo Pinchi García	01140526	Propietario titular
423	Jr. Comercio	A1	4		NO				Lote vacío
424	Jr. Comercio	A1	5		SI	4			No se encontró (propietario)
425	Jr. Comercio	A1	6		SI	3			No se encontró (propietario)
426	Jr. Ambrosio Saavedra	A1	7		NO				Lote vacío
427	Jr. Ambrosio Saavedra	A1	8		NO				Lote vacío
428	Jr. Ambrosio Saavedra	A1	9		SI	4	Marilú Pinchi Isuiza	01138378	Propietario titular
429	Jr. Huallaga	A1	10		SI	4	Menny I. Isuiza Sanancino	47638387	Propietario titular
430	Jr. Huallaga	A1	11		NO				Lote vacío
431	Jr. Huallaga	A1	12		SI	3	Judith Isuiza Tuanama	01140447	Inquilina
432	Jr. Unión	A1	13		SI	4	Ever Rengifo Chujutalli		Propietario titular
433	Jr. Unión	A1	14		SI	3	Militer García Pangalima	44875716	Propietario titular
434	Jr. Unión	A1	15		SI	4	Gastón Rengifo Laulate		Propietario titular
						3	Melni Laulate Pinchi	00885515	Mamá
435	Jr. Unión	A1	16		SI	4			No se encontró (propietario)

436	Jr. Ambrosio Saavedra	B1	1	SI	4	Mario García Tuanama	01101963	Propietario posesionario c/venta
437	Jr. Ambrosio Saavedra	B1	2	NO				Lote vacío
438	Jr. Ambrosio Saavedra	B1	3	SI	3	Segundo R. Rojas López	01101742	Propietario posesionario c/venta
439	Jr. Ambrosio Saavedra	B1	4	NO		Segundo R. Rojas López	01101742	Lote vacío
440	Jr. Ambrosio Saavedra	B1	5	SI	4			No se encontró (propietario)
441	Jr. Ambrosio Saavedra	B1	6	NO		Segundo R. Rojas López	01101742	Lote vacío
442	Jr. Comercio	C1	1	SI	3	Puesto de salud Puerto Rico I-1		Puesto de salud Puerto Rico I-1
443	Jr. Comercio	C1	2	SI	4	Juan J. Salazar gamboa	01140623	Propietario titular
444	Jr. Comercio	C1	3	SI	3			No se encontró (propietario)
445	Jr. Huallaga	C1	4	SI				No se encontró (propietario)
TOTAL					1202 hab		345 lotes	

LEYENDA

	Conexión en red existente
	Conexión en red nueva
	Sin conexión
	Lotes vacíos

ANEXO 05: Panel fotográfico.

- **Panel fotográfico de trabajos de visita de campo**



Fotografía 1: Localidad de San Cristóbal de Puerto Rico frente a la carretera Fernando Belaunde Terry.



Fotografía 2: Topografía plana del terreno de la localidad de San Cristóbal de Puerto Rico.



Fotografía 3: Poblador cargando agua del río Huallaga.



Fotografía 4: Conexión domiciliar existente y modificada para poder captar el agua potable.



Fotografía 5: Medición de la presión y cálculo del caudal en primera conexión domiciliaria.



Fotografía 6: Medición de altura libre entre dique y espejo de agua del río Huallaga.



Fotografía 7: Verificación de tanque elevado colapsado.



Fotografía 6: Identificación de zona libre y nivel alto respecto al terreno en la localidad, frente a la carretera Fernando Belaunde Terry.

- **Panel fotográfico de trabajos de topografía.**



Fotografía 7: BM fijos H-7 y H-8 plenamente identificado sector Plaza de armas de la localidad.



Fotografía 8: Enlazando BM fijos H-7 y H-8 plenamente identificado



Fotografía 9: Levantamiento topográfico desde BM fijos a la zona del proyecto.



Fotografía 10: Levantamiento topográfico de la zona del proyecto y proyección de los BM auxiliares.

- **Panel fotográfico de excavación de calicata y extracción de muestras.**



Fotografía 11: Calicata C-01 en la zona donde se proyecta las estructuras.



Fotografía 12: Medición de estratos y extracción de muestras.

- **Panel fotográfico de ensayos de laboratorio para el EMS.**



Fotografía 13: Material extraído de la calicata para realizar los ensayos en el laboratorio de suelos y pavimentos de la FICA de la UNSM.



Fotografía 14: Anotación de pesos para el contenido de humedad.



Fotografía 15: Lavado de las muestras para realizar la granulometría y límites.



Fotografía 16: Secado de las muestras en el horno para los diferentes ensayos.



Fotografía 17: Tamizado para realizar la granulometría.



Fotografía 18: Ensayo de limite liquido con uso de dispositivo Casa Grande.



Fotografía 19: Ensayo de limite plástico.



Fotografía 20: Ensayo de corte directo.

ANEXO 06: Planos